

ESTUDO DA ESTABILIDADE DE UM MONUMENTO EM BETÃO ARMADO

ANA MANUELA VIEIRA SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

Have no fear of perfection – you'll never reach it

Salvador Dali

AGRADECIMENTOS

Antes de mais quero demonstrar o meu agradecimento por todas as pessoas que estiveram sempre comigo e me motivaram ao longo destes cinco anos. Foi um percurso cheio de experiências, de altos e baixos, mas acima de tudo altos.

Quero agradecer ao meu orientador, o professor Álvaro Azevedo, pela ajuda que me deu ao longo destes meses. Os seus conhecimentos, disponibilidade e conselhos foram fulcrais para a realização desta dissertação.

Ao professor Matos Fernandes pela recomendação do tema de dissertação, algo diferente de tudo o que já se tenha desenvolvido, e pelo esclarecimento de dúvidas relativamente ao estudo desenvolvido em 1954.

Ao professor Miguel Castro por disponibilizar do seu tempo no esclarecimento de dúvidas relativamente a este trabalho.

A todos os meus amigos, que contribuíram direta e indiretamente na realização deste trabalho. Aos meus pais e irmãos, que de certa forma foram a minha maior motivação durante esta etapa final, por acreditarem em mim e me motivarem a dar o meu melhor.

Quero acima de tudo, agradecer ao meu namorado, o Engenheiro Pedro Vilar Ferrero, não só por partilhar as suas ideias e opiniões comigo, mas também por ensinar-me a ser uma pessoa mais segura e com confiança no meu trabalho.

RESUMO

O trabalho desenvolvido tem como principal foco o estudo e o desenvolvimento de um projeto como nunca antes visto em Portugal. O projeto em questão, intitulado de “Mar Novo”, foi apresentado em 1954 e consiste na concretização de um monumento em betão armado a ser erigido no sul de Portugal, na Ponta de Sagres.

A estrutura principal do monumento expressa-se por uma solução pouco convencional, e consequentemente de uma geometria complexa, destacando-se nomeadamente a forma de dupla curvatura e a inclusão de um arco de 90 metros de vão.

A complexidade associada a estruturas como esta, onde os métodos de cálculo analíticos são de difícil aplicação, requerem a realização de vários estudos. Em 1956 solicitou-se ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) um estudo de estabilidade estrutural. A resposta ao pedido foi feita através do estudo de um modelo experimental à escala da estrutura tratada, um dos métodos mais convencionais dos anos 50.

Um dos objetivos deste trabalho é a aplicação dos métodos de estudo estrutural atuais, isto é, a modelação do monumento com recurso a um programa de elementos finitos, para posterior comparação com o estudo realizado 62 anos antes.

A partir da análise dos dois modelos, realiza-se o processo de conceção estrutural da armadura, assim como as respetivas verificações de segurança. Para realização dos processos em questão, são utilizados como base, os regulamentos europeus e nacionais, nomeadamente o Eurocódigo 1 e Eurocódigo 2.

A escolha da localização do monumento associa-lhe fatores condicionantes para a realização do dimensionamento, como a quantificação da ação do vento e da ação sísmica.

Conclui-se que a construção do projeto “Mar Novo” é não só viável, como também encorajador, uma vez que se concretizada, traria contribuições significativas na área da Engenharia Civil e Arquitetura.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto “Mar Novo”, monumento de betão armado, ensaios físicos, método dos elementos finitos, arquitetura.

ABSTRACT

The work developed has as principal point of focus, the study and development of a project as never seen before in Portugal. The project concerned, entitled “Mar Novo” was presented in 1954 and consists in the execution of a reinforced concrete monument in the south of Portugal, at Ponta de Sagres.

The main structure of the monument is an unconventional solution, and is therefore allied to a complex geometry, namely the double curvature shape including an arch with a span of 90 meters.

The complexity associated with such unusual structures, where the analytical calculation methods are of difficult approach, requires the realization of several studies. In 1956, the corresponding structural stability study was requested to the National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). In response to the request, a scaled down physical model of the structure was constructed and subjected to several tests. The study of physical models was a regular practice back in the 50's.

One of the main purposes of this work is the application of the current methods of structural analysis, i.e., the numerical modelling of the monument with a finite element software for further comparison with the study performed 62 years ago.

The design process of the steel reinforcement, as well as the structural design verifications, are based on the results of both studies. The processes follow the National and European regulations, such as Eurocode 1 and Eurocode 2.

The critical factors of the design process, such as the wind and seismic actions, which require a more detailed analysis, are particularly aggravated by the localization of the monument.

As a conclusion, the construction of such monument is proven viable and motivating. If constructed, the monument would be a significant contribution to the fields of Civil Engineering and Architecture.

KEYWORDS: Project “Mar Novo”, reinforced concrete monument, physical models, finite element method, architecture.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS E ESTRUTURA DO TEXTO	4
2. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO	7
2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA	7
2.2. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	8
2.3. SOLICITAÇÕES CONDICIONANTES	12
2.3.1. AÇÃO SÍSMICA	12
2.3.2. AÇÃO DO VENTO	12
2.3.3. FATORES CLIMATOLÓGICOS	13
2.4. ENSAIOS	13
2.4.1. PROPRIEDADES DO MATERIAL	13
2.4.2. MEDIÇÕES EFETUADAS	16
2.5. RELAÇÕES DE SEMELHANÇA	17
3. MODELO DE CÁLCULO	21
3.1. PROGRAMA DE COMPUTADOR UTILIZADO	21
3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO	21
4. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES	25
4.1. PESO PRÓPRIO	25

4.1.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL	25
4.1.2 EUROCÓDIGOS.....	26
4.1.2.1. AÇÕES VARIÁVEIS	26
4.2. AÇÃO DO VENTO	28
4.2.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL	28
4.2.2 EUROCÓDIGOS.....	31
4.3. AÇÃO TÉRMICA	41
4.3.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL	41
4.3.2. EUROCÓDIGOS.....	42
4.3.2.1 VARIAÇÃO UNIFORME DA TEMPERATURA.....	42
4.4. AÇÃO SÍSMICA	45
4.4.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL	45
4.4.2 EUROCÓDIGOS.....	45
4.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	49
4.5.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	50
4.5.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	52
5. ANÁLISE DE RESULTADOS	57
5.1. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS PARA A AÇÃO DO VENTO.....	57
5.1.1. SOLICITAÇÃO A.....	57
5.1.2. SOLICITAÇÃO B.....	59
5.1.3. SOLICITAÇÃO C.....	60
5.1.4. SOLICITAÇÃO D.....	62
5.2 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS PARA A AÇÃO DA TEMPERATURA	63
5.3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA AÇÃO DO PESO PRÓPRIO.....	65
5.4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA AÇÃO SÍSMICA	66
5.5. DISCUSSÃO FINAL.....	67
5.6. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS	68

6. MATERIAIS	71
6.1. BETÃO	71
6.2. Aço	73
7. DIMENSIONAMENTO E ESTUDO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL	75
7.1. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	75
7.1.1. ARMADURAS VERTICAIS E HORIZONTAIS DAS PAREDES	79
7.1.2. ARMADURAS TRANSVERSAIS	79
7.1.3. VIGAS-PAREDE	79
7.1.4. DISPOSIÇÃO CONSTRUTIVA ADOTADA	80
7.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	82
7.2.1. ARMADURA MÍNIMA CONTROLO DE FISSURAÇÃO	82
7.3. FUNDAÇÕES	83
7.4. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	86
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	85
BIBLIOGRAFIA	89
ANEXOS	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Philips Pavilion, Bélgica, 1958. [2]	2
Fig. 2 - National Holocaust Monument, Canadá, 2017. [3]	3
Fig. 3 - Martyr's Memorial, Argélia, 1982. [4]	3
Fig. 4 - Catedral de Brasília, Brasil, 1987. [5]	4
Fig. 5 - Local de implantação do monumento em estudo.....	8
Figura 6 - Geometria do monumento.	8
Fig. 7 - Vista detalhada do arco de 90 metros.....	9
Fig. 8 - Vista na direção Norte da estrutura.	9
Fig. 9 - Vista na direção Oeste da estrutura.	10
Fig. 10 - Planta do museu do projeto "Mar Novo"	11
Fig. 11 - Planta de urbanização da Ponta de Sagres.....	12
Fig. 12 - Disposição das juntas adotadas na divisão do modelo físico por partes.	14
Fig. 13 - Forma das peças que constituem o modelo físico na sua globalidade. [10].....	14
Fig. 14 – Resultado final do modelo à escala. [10].....	15
Fig. 15 - Condições do ensaio da barreta prismática. [10]	15
Fig. 16 - Localização e numeração dos extensómetros.....	17
Fig. 17 - Modelo 3D desenvolvido no software AutoCAD 3D.	22
Fig. 18 - - Alçado transversal do modelo de cálculo.....	23
Fig. 19 - Alçado transversal do modelo de cálculo.....	23
Fig. 20 - Vista em planta do modelo de cálculo.	23
Fig. 21 - Visualização tridimensional do modelo de cálculo.	24
Fig. 22 - Aplicação das forças correspondentes ao peso próprio no ensaio do modelo. [10]	25
Fig. 23 - Carga estudada na solicitação A.	29
Fig. 24 - Ensaio do modelo para a ação do vento – hipótese A. [10]	29
Fig. 25 - Carga estudada na solicitação B.	30
Fig. 26 - Carga aplicada para a solicitação C.....	30
Fig. 27 - Ensaio do modelo para a ação do vento – hipótese C. [10]	31
Fig. 28 - Carga aplicada no ensaio da solicitação D.....	31
Fig. 29 - Zoneamento das paredes verticais. [12]	37
Fig. 30 - Divisão estrutural do monumento em segmentos lineares para estudo da ação do vento. ...	38
Fig. 31 - Orientação do Promontório de Sagres de acordo com a rosa dos ventos.....	39

Fig. 32 - Ação dinâmica do vento para a direção Norte.	41
Fig. 33 - Espectro de ação sísmica. [16].....	47
Fig. 34 - Espectro de cálculo da ação sísmica Tipo I e II.....	49
Fig. 35 - Deformada da combinação frequente 2 no elemento da torre e do arco.	53
Fig. 36 - Deformada combinação rara 36 para o elemento arco e torre.	55
Fig. 37 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros para os dois modelos do estudo da ação do vento ao nível do paramento interior.	58
Fig. 38 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros para os dois modelos do estudo da ação do vento ao nível do paramento exterior.....	59
Fig. 39 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas para todos os extensómetros para os dois modelos.	60
Fig. 40 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para a aplicação da carga no paramento interior.	61
Fig. 41 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para a aplicação da carga no paramento exterior.....	61
Fig. 42 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para a aplicação da carga no paramento exterior.....	62
Fig. 43 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a imposição do deslocamento de apoios do arco.....	64
Fig. 44 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a variação da temperatura de -15 °C.	64
Fig. 45 - Desenvolvimento de tensões na curva inferior do arco dos dois modelos para a imposição do deslocamento de apoios do arco.	65
Fig. 46 - Desenvolvimento de tensões na curva inferior do arco dos dois modelos para uma aplicação de uma variação uniforme de temperatura global.	65
Fig. 47 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a ação do peso próprio.	66
Fig. 48 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a ação sísmica.	67
Fig. 49 - Estruturas laminares de betão. [20]	76
Fig. 50 – Elemento do tipo Shell – eixos locais.....	76
Fig. 51 - Representação da armadura vertical.....	77
Fig. 52 - Representação da armadura circunferencial.....	77

Fig. 53 - Esquema representativo da armadura numa das faces na zona do arco.	81
Fig. 54 - Esquema representativo da disposição das ancoragens.....	85
Fig. 55 – Do papel para a execução.....	88

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 - Categorias de Utilização. [11]	27
Tabela 2 - Categorias e parâmetros do terreno. [12]	33
Tabela 3 - Coeficientes de rugosidade, c_r , em função da altura. [12]	34
Tabela 4 – Velocidades médias do vento em função da altura do solo.[12]	35
Tabela 5 – Pressão dinâmica de pico em função da altura. [12]	36
Tabela 6- Valores recomendados de coeficientes de pressão externa para paredes verticais de edifícios de planta retangular. [12]	38
Tabela 7 - Coeficientes de pressão externa resultantes.....	39
Tabela 8 - Coeficientes de pressão externa em função da altura.	40
Tabela 9 -Temperatura média no elemento maçoço e oco do monumento. [15]	44
Tabela 10 - Valores da variação uniforme da temperatura no elemento oco. [15]	44
Tabela 11 - Valores da variação uniforme da temperatura no elemento maçoço. [15]	44
Tabela 12 - Aceleração máxima de referência, a_{gR} . [16]	46
Tabela 13 - Classe de importância dos tipos de edifícios. [16]	46
Tabela 14 - Períodos de retorno para as ações sísmicas. [16]	48
Tabela 15 - Principais modos de vibração do monumento.	48
Tabela 16 - Comparação de deslocamentos entre o modelo físico e o modelo de cálculo.	57
Tabela 17 - Comparação de deslocamentos entre o modelo físico e o modelo de cálculo.	62
Tabela 19 - Deslocamento para a cota 100 da torre.	69
Tabela 20 - Classes de exposição do betão em função das condições ambientais. [19]	72
Tabela 21 - Classes indicativas de resistência. [19]	72
Tabela 22 - Área de armadura requerida em função da divisão estrutural.	78
Tabela 23 - Área mínima de armadura para o elemento oco.	79
Tabela 24- Área de armadura mínima para o elemento maçoço.....	79
Tabela 25 – Número de varões requeridos no elemento oco.....	80
Tabela 26 – Número de varões requeridos no elemento maçoço.	80
Tabela 27- Número de varões requeridos no arco.	80

Tabela 28 – Armadura mínima para controlo de fissuração.	82
Tabela 29 -Reações mais desfavoráveis para os apoios do monumento.	85
Tabela 30 - Estimativa orçamental da obra.	86

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

b - Largura

h - Altura

W - Módulo de flexão

M - Momento fletor

P - Carga

L - Vão

σ - Tensão de flexão

K - Fator dos extensómetros

ε - Extensão

E - Módulo de Young

σ_p - Tensões do protótipo

σ_m - Tensões do modelo

d_p - Deslocamentos do protótipo

d_m - Deslocamentos do modelo

Δt - Variação da temperatura

α - Coeficiente de dilatação térmica

E_m - Módulo de Young do modelo

E_p - Módulo de Young do protótipo

q_k - Carga uniformemente distribuída

Q_k - Carga concentrada

p - Pressão

$v_{b,0}$ - Valor base da velocidade de referência do vento

v_b - Valor da velocidade de referência do vento

c_{dir} - Coeficiente de direção

c_{season} - Coeficiente de sazão

$c_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade do terreno

z_0 - Comprimento de rugosidade

z_{min} - Altura mínima

z_{max} - Altura máxima

k_r - Coeficiente do terreno

$z_{0,II}$ - Comprimento de rugosidade para um terreno de categoria II, segundo o EC1

c_0 - Coeficiente de orografia

v_m - Velocidade média do vento

q_p - Pressão dinâmica de pico

ρ - Massa volúmica do ar

I_v - Intensidade da turbulência do vento

k_l - Coeficiente de turbulência

w_e - Pressão do vento sobre as superfícies exteriores

w_i - Pressão do vento sobre as superfícies interiores

c_{pe} - Coeficiente de pressão exterior

c_{pi} - Coeficiente de pressão interior

$c_{pe,1}$ - Coeficiente de pressão local

$c_{pe,10}$ - Coeficiente de pressão global

ΔT_u - Variação uniforme da temperatura

T - Temperatura média

T_0 - Temperatura inicial

T_{in} - Temperatura ambiente interior

T_{ext} - Temperatura ambiente exterior

H - Altitude

$T_{máx}$ - Temperatura máxima do ar

T_{min} - Temperatura mínima do ar

$a_g R$ - Valores de aceleração máxima de referência

γ_1 - Coeficiente de importância

a_g - Aceleração do projeto em rocha para um terreno no tipo A

$S_e(T)$ - Espectro de resposta elástico

T - Período de retorno

S - Fator do solo

q - Coeficiente de comportamento

ψ - Valor reduzido de uma ação

γ_M - Coeficiente parcial de segurança

G_k - Valor característico de uma ação permanente

N - Esforço axial

A - Área da secção

x, y, z - Coordenadas

I - Momento de inércia de uma secção

ν - Coeficiente de Poisson

f_{ck} - Resistência característica do betão à compressão

f_y - Tensão de cedência

f_u - Tensão última à tração

G - Módulo de rigidez

c_{nom} - Recobrimento nominal

c_{min} - Recobrimento mínimo

Δc_{dev} - Recobrimento associado às tolerâncias de execução

$c_{min,b}$ - Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência

$c_{min,dur}$ - Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - Margem de segurança.

$\Delta c_{dur,st}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,add}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional

σ_{cd} - Tensão do betão

σ_{Ed} - Tensão ortogonal no próprio plano

A_c - Área da secção

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

ν – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

$A_{s,max}$ – Área de armadura máxima

$A_{s,min}$ – Área de armadura mínima

A_{ct} – Área de betão tracionado

f_{yk} – Tensão de cedência da armadura

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tração para a data de previsão da formação das primeiras fendas

k – Coeficiente de redução dos esforços de coação

k_c – Coeficiente de distribuição de tensões

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

FEM – Método dos Elementos Finitos

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

EQU – Equilíbrio Estático da Estrutura

STR – Deformação excessiva da estrutura

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO

Nos anos 50, época em que António de Oliveira Salazar era o presidente do conselho do Estado Novo, assinala-se o 5º centenário da morte do Infante D. Henrique. Nessa altura surge a necessidade de celebrar a história dos descobrimentos portugueses através da construção de grandes monumentos que procuram solenizar a façanha dos portugueses e a idade de ouro da nação portuguesa.

Por conseguinte, num período de 20 anos, três concursos são lançados para a construção de um monumento na Ponta de Sagres. Do terceiro concurso lançado, sai vencedor o projeto “Mar Novo”, uma proposta do arquiteto João Andersen com colaboração do pintor Júlio Resende, do escultor Salvador Barata Foyo, juntamente com dois engenheiros do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), João Ferry Borges e João Maria Simões Coelho.

Este projeto consistiria num grande monumento de betão armado a ser erigido no promontório de Sagres, na extremidade sudoeste de Portugal, sendo uma ideia que nunca chegaria a sair do papel. O projeto seria recusado já na segunda fase e substituído pelo Padrão dos Descobrimentos, um monumento de betão erguido 56 metros acima do solo, que resulta da recuperação da escultura efémera que Leopoldo de Almeida tinha desenhado, duas décadas antes para a Exposição do Mundo Português (1940) em Lisboa. [1]

Desconhece-se o motivo pelo qual o projeto “Mar Novo” não seguiu em frente, podendo apenas supor-se que estará relacionado com uma difícil relação custo-benefício que tal construção teria num lugar tão recôndito como a Ponta de Sagres.

No âmbito do centenário do nascimento do pintor Júlio Resende revisita-se este projeto, que embora nunca construído, apresenta-se inovador em conceção e com uma articulação entre Arquitetura e Engenharia nunca vista em Portugal.

Estruturas realizadas com betão, muito comuns em obras de engenharia, remontam já desde os tempos romanos. Sem o uso deste material não teríamos hoje, por exemplo, monumentos como o Panteão de Roma, constituído por uma cúpula de betão de dimensões admiráveis e de uma estética inigualável.

A engenharia em conjugação com a arquitetura cresceu a um ritmo tão rápido que as estruturas concebidas começaram a tomar proporções peculiares e fora das linhas simplistas. Como resposta às exigências arquitetónicas impostas surgiu a necessidade de adoção de materiais que garantam às estruturas capacidade resistente. A resposta para este problema foi encontrada no betão e nas suas propriedades em conjunto com aço.

Nas últimas décadas muitos outros projetos de monumentos de betão com uma geometria peculiar foram desenvolvidos. Enumera-se em seguida alguns monumentos que se consideram marcantes para a engenharia.

Philips Pavilion

O Philips Pavilion foi um pavilhão construído propositadamente para a Expo 58, em Bruxelas, na Bélgica, tendo sido projetado por Le Corbusier e Iannis Xenakis. O edifício ergue-se com a forma de uma tenda em que três pontas criam as formas hiperbólicas, resultantes de uma equação matemática.

O pavilhão é constituído por uma fina camada de revestimento de painéis de betão pendurados por cabos de aço. O edifício acabaria por ser demolido mais tarde após o encerramento da exposição porque se temia que não aguentasse as rigorosas condições de Inverno.

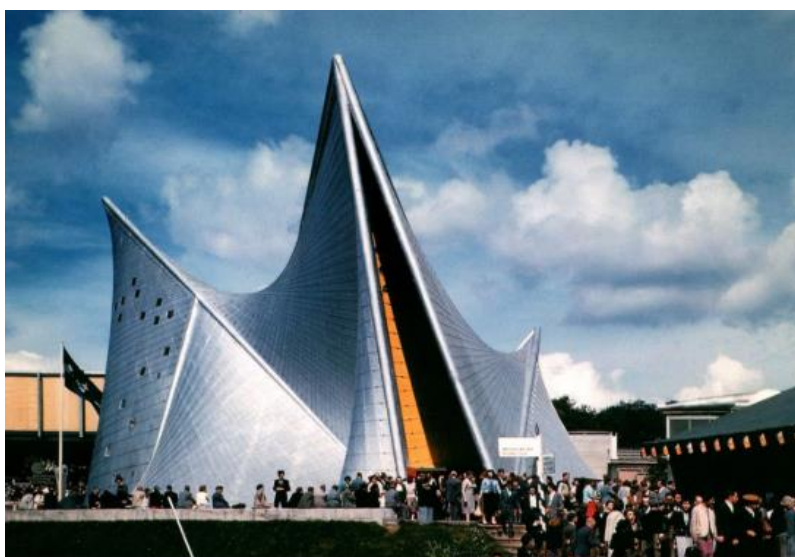


Fig. 1 - Philips Pavilion, Bélgica, 1958. [2]

National Holocaust Monument

Este monumento foi construído como homenagem às vítimas do Holocausto da segunda Guerra Mundial em Ottawa, no Canadá.

O seu design foi concebido como seis volumes de betão com forma triangular, que quando juntos, formam a estrela de David. O monumento foi inaugurado em 2017.



Fig. 2 - National Holocaust Monument, Canadá, 2017. [3]

Martyr's Memorial

O Martyr's Memorial é um monumento de betão construído para celebrar a guerra da Argélia pela independência. A sua inauguração ocorreu em 1982, no 20º aniversário da celebração da independência. O monumento demorou 7 meses e 20 dias a ser construído (desde 15 de Novembro de 1981 até 5 de Julho de 1982).

A estrutura em questão tem uma altura de 92 metros e caracteriza-se pela forma de três camadas finas de betão estilizadas com forma de folha, que se unem a meio da altura total.



Fig. 3 - Martyr's Memorial, Argélia, 1982. [4]

O projeto e a construção ficaram a cargo de uma companhia canadense, Lavalin. A construção deste projeto foi um desafio a nível tecnológico por causa da curvatura que as três camadas de betão adquirem, restrições inerentes à geometria na parte da assemblagem e também devido à localização do monumento. O monumento localiza-se numa zona montanhosa de declive acentuado e de elevado risco sísmico.

A solução encontrada para a sua construção passa por duas fases. Na primeira fase, as finas camadas de betão foram colocadas nas rótulas e realizou-se a betonagem até aos 50 metros. Na segunda fez-se a rodagem até à sua união e continuou-se com a betonagem até ao topo.

Catedral de Brasília

Esta catedral foi o primeiro monumento a ser criado em Brasília, capital da República Federal do Brasil e serve como sede para os arcebispos da Arquidiocese.

O edifício foi projetado pelo arquiteto Oscar Niemeyer com a colaboração do engenheiro Joaquim Cardoso. Trata-se de uma estrutura autoequilibrada, constituída por 16 colunas de betão dispostas em planta com uma forma circular de 70 metros de diâmetro.

O processo de construção da estrutura da catedral demorou 11 anos (entre 1959 e 1970). Numa primeira fase, com duração de seis meses, foi construída somente a estrutura principal, isto é, as colunas de betão. A segunda fase compreendeu a instalação dos tetos de vidro transparentes e a conclusão do interior da Catedral.



Fig. 4 - Catedral de Brasília, Brasil, 1987. [5]

1.2. OBJETIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho consiste no estudo do projeto “Mar Novo” através do desenvolvimento de um modelo para análise por elementos finitos (FEM). Na fase de estudo do monumento deve ser tida em particular consideração a ação do vento e a ação sísmica.

Uma vez que foi realizado nos anos 50 um estudo experimental baseado num modelo físico, efetuou-se uma comparação entre os resultados obtidos pelas técnicas de projeto atuais e as de há 60 anos atrás. Numa fase posterior deste trabalho, procedeu-se com o dimensionamento estrutural do projeto, assim como, as respetivas verificações de estabilidade.

No capítulo 2 é realizada uma descrição geral do projeto, onde é apresentada a localização da obra, as principais características definidoras da estrutura e uma detalhada pormenorização das solicitações condicionantes para o dimensionamento, assim como a sua origem. É também descrito o ensaio realizado pelo LNEC no estudo da estabilidade do monumento.

No capítulo 3 é abordado o processo de modelação do monumento no software de elementos finitos.

O capítulo 4 descreve a fase referente à quantificação de ações condicionantes para o monumento de acordo com as normas europeias. São igualmente descritas e quantificadas as cargas aplicadas no modelo físico para o estudo do LNEC.

Para o capítulo 5, é realizado o processo de aplicação das cargas definidas, tanto pelas normas atuais e as de há 60 anos atrás, no modelo de cálculo. A partir da aplicação das mesmas, é realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos pelo ensaio do modelo à escala e pelo modelo de cálculo desenvolvido.

O capítulo 6 refere breves características dos materiais escolhidos para o projeto, com base nas exigências requeridas pelas normas atuais, em função do ambiente em que é inserido.

No capítulo 7 é realizado o dimensionamento da armadura da superestrutura e das fundações do monumento pelas normas atuais, os Eurocódigos (EC), através dos esforços resultantes do modelo. Para além do processo de dimensionamento, é também realizada a verificação de segurança da superestrutura do projeto. O processo de conceção estrutural das principais componentes do monumento permite estimar os custos da obra muito simplificada.

Por fim, o capítulo 8 apresenta um resumo das conclusões obtidas no decorrer deste trabalho, e propostas de desenvolvimentos futuros.

2

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

O projeto “Mar Novo” foi desenvolvido pela Faculdade de Belas Artes da Universidade do Porto (FBAUP) que este ano, no centenário do nascimento do escultor Júlio Resende, montou uma exposição com vários documentos e imagens que descrevem este projeto no seu geral.

2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

O monumento teria localização na Ponta de Sagres, como já referido. A Ponta de Sagres é um promontório localizado a Sudoeste de Sagres, no Algarve. O projeto seria inserido dentro da fortaleza, com o monumento localizado relativamente próximo da falésia.

Esta zona caracteriza-se pela extensão de falésias escarpadas, de alturas na ordem dos 40 metros, por vários quilómetros. Integrada no Parque Natural do Sudoeste Alentejano e Costa Vicentina, as escarpas oferecem só por si uma vista panorâmica do património natural da costa com destaque para a imensidão do Oceano Atlântico. Esta zona é atualmente considerada um ponto principal de atração em Portugal. Como referido pelos autores deste projeto, o promontório de Sagres é, só por si, um monumento e aquilo que é proposto não passa de uma obra complementar.

A escolha do local não foi feita aleatoriamente, mas considerando a relação deste local com o navegador a quem a homenagem seria prestada, o Infante D. Henrique, uma vez que foi em Sagres que o Infante optou por construir a primeira escola aeronáutica de Navegação. Para além disso, sempre foi um local importante para os navegadores pois oferecia abrigo às embarcações antes da perigosa navegação na zona do Cabo de São Vicente. Atualmente não se encontra mais nada nesta área do que ruínas e vestígios do que outrora foi o Forte de Sagres.

A zona de implantação tem uma extensão de aproximadamente 1000 metros. A proposta de localização do projeto pode ser visualizada na figura 5.



Fig. 5 - Local de implantação do monumento em estudo.

2.2. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

O design do monumento foi definido pelo escultor Júlio Resende. A sua conceção estrutural foi orientada de maneira a que não existissem restrições, cuja finalidade, fosse obter esquemas de cálculos simples. Assim, como resultado surgiu uma estrutura livre de formas planas e com aproveitamento de duplas curvaturas.

A estrutura do monumento caracteriza-se por uma forma com dupla curvatura de 60 metros de raio e uma torre de 100 metros de altura. Incorporado no corpo do monumento existe um arco central com um vão de 90 metros e de 15 metros de altura que dá acesso aos visitantes para o centro do monumento e a falésia.

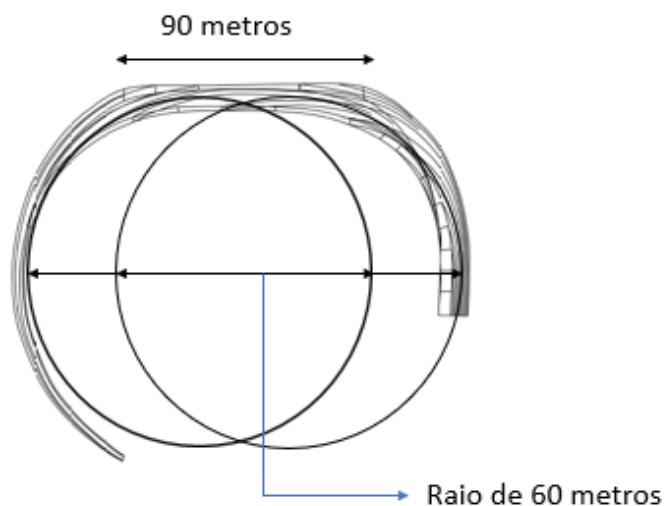


Figura 6 - Geometria do monumento.

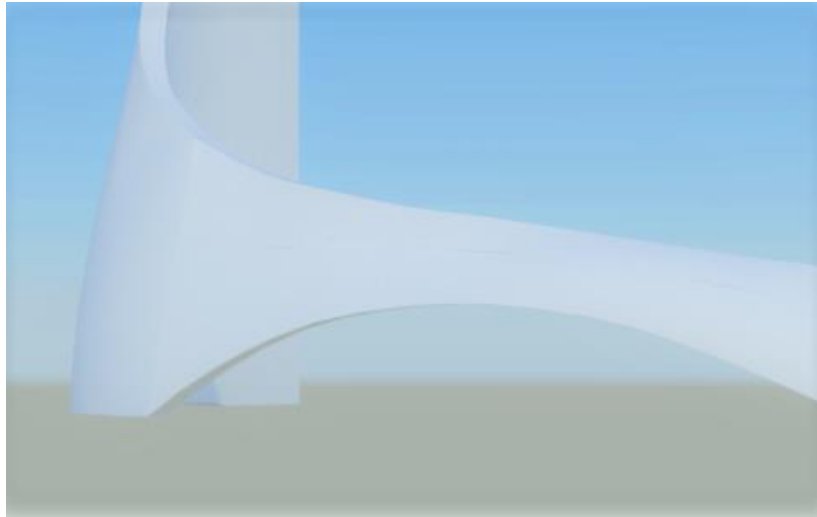


Fig. 7 - Vista detalhada do arco de 90 metros.

O monumento é todo construído em betão. Pode-se observar dois alçados transversais da estrutura nas figuras 8 e 9.

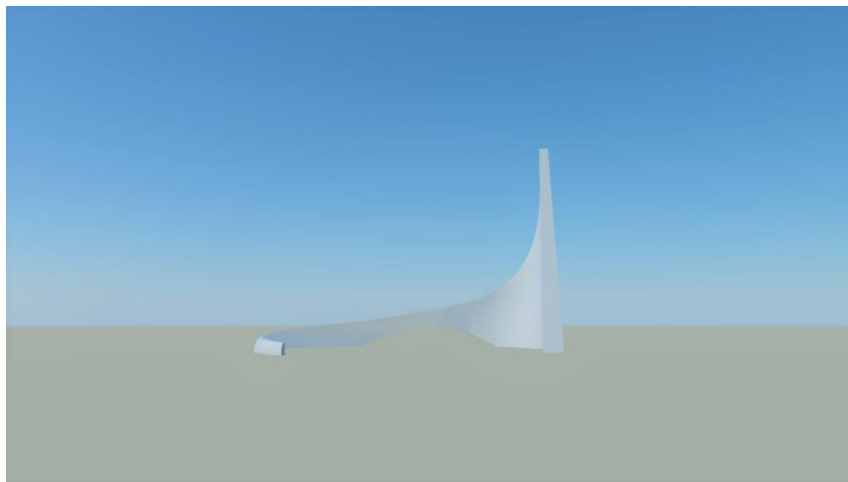


Fig. 8 - Vista na direção Norte da estrutura.

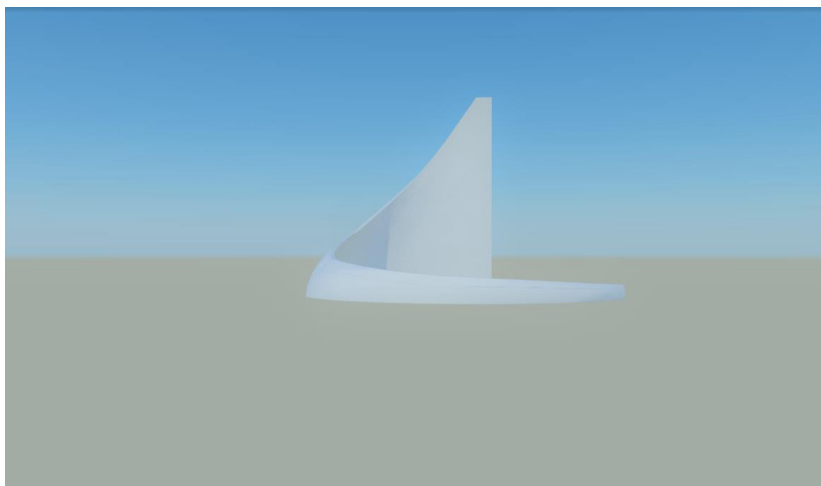


Fig. 9 - Vista na direção Oeste da estrutura.

O monumento divide-se em dois elementos, um elemento maciço de betão e um elemento oco. No elemento oco são instalados sistemas de elevadores que permite aos visitantes aceder a uma plataforma descoberta acessível ao público. A espessura das paredes é variável ao longo de todo o desenvolvimento do monumento. Para além das espessuras das paredes serem variáveis, a altura também o é. Esta cresce linearmente com uma forma parabólica desde a cota 5 até ao topo da torre, cota 100.

Quanto ao museu a construir, como a forma do monumento é peculiar, com paredes de fina espessura, não é concebível incluir dentro da estrutura principal o museu. O museu não apresenta ligação aparente com o monumento e o acesso a este será fornecido por escadas implantadas no rochedo. Apesar de esta decisão surgir como resultado das complicações estruturais, a opção de construir um museu como cave acabou por ser tomada pelos autores, pois a sua implantação à superfície do terreno acabaria por entrar em conflito com a estrutura principal, para além de ser também a decisão mais correta a tomar a nível estético.

Em adição ao museu, é também incluído na parte inferior do monumento os acessos às torres, instalações sanitárias, postos de transformação e central elétrica. É apresentada na figura 10 a vista em planta da infraestrutura do monumento, um desenho da autoria de "Arq. Luís Albuquerque Pinho e Arq.a Sónia Moura para a exposição Mar Novo – no centenário do nascimento de Júlio Resende, FBAUP 2018".

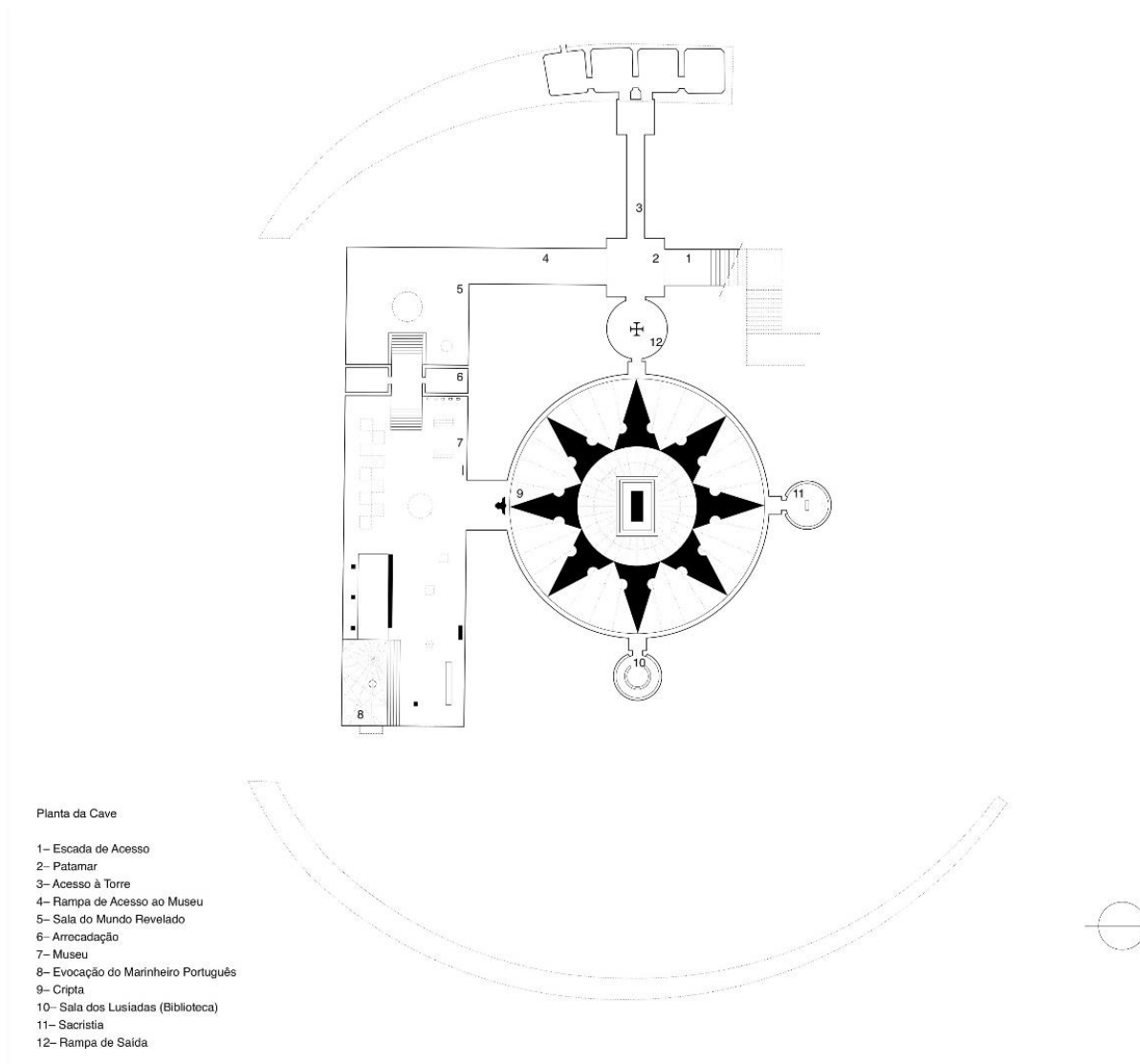


Fig. 10 - Planta do museu do projeto "Mar Novo".

O projeto integra elementos adicionais que não são importantes para o desenvolvimento deste trabalho, uma vez que o principal objetivo é apenas o estudo da estabilidade estrutural. A proposta da planta de urbanização do promontório está representada na figura 11, um desenho da autoria de "Arq. Luís Albuquerque Pinho e Arq.a Sónia Moura para a exposição Mar Novo – no centenário do nascimento de Júlio Resende, FBAUP 2018".

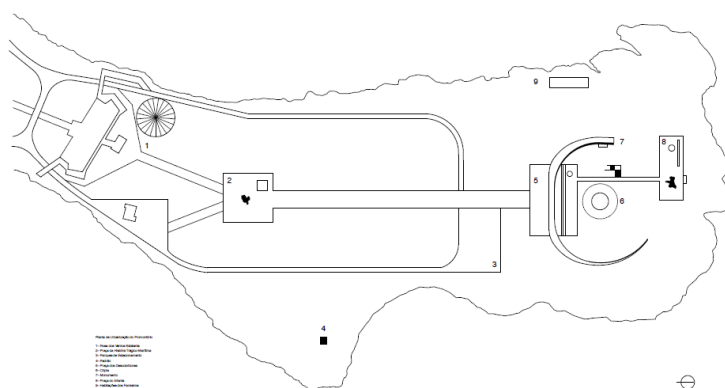


Fig. 11 - Planta de urbanização da Ponta de Sagres.

2.3. SOLICITAÇÕES CONDICIONANTES

O projeto “Mar Novo” tem como principal foco duas condicionantes que são a ação sísmica e a ação do vento. Em adição a estas, também é necessário estudar com pormenor as ações resultantes da variação da temperatura e do peso próprio da zona superior dos encontros. As primeiras três condicionantes mencionadas surgem primariamente devido ao fator localização. A quarta condicionante resulta da peculiar geometria adotada para a superestrutura.

2.3.1. AÇÃO SÍSMICA

A atividade sísmica do território português não é, por norma, muito frequente, nem muito intensa. No entanto, há registos de diversos sismos com elevada magnitude e intensidade. Aqueles que atingem o território português ocorrem devido à deformação litosférica entre placas tectónicas.

Muitos dos sismos que ocorrem em Portugal têm o seu epicentro localizado no mar a sudoeste do cabo de São Vicente, na região do Banco de Gorringe, isto é, a falha que caracteriza a separação inter-placas entre Açores e Gibraltar. [6]

Para além da sismicidade associada à deformação litosférica na fronteira entre placas Açores-Gibraltar, há também uma ocorrência de atividade sísmica significativa no interior do território Português e Litoral, especialmente no Sul, no Algarve, onde há uma grande concentração de epicentros. [7]

Apresentados estes dados, considera-se justificável a necessidade de estudar com pormenor a ação sísmica neste projeto. As estruturas que estejam previstas para o Sul de Portugal devem ser sujeitas a estudos focados na ação sísmica para que apresentem um comportamento mais resistente no caso de exposição intensa à respetiva ocorrência.

2.3.2. AÇÃO DO VENTO

O facto de o monumento se inserir numa zona costeira relativamente próxima da falésia, zonas estas caracterizadas por ações dinâmicas do vento de grande intensidade, faz com que seja necessário proceder a um estudo da ação em questão sobre o monumento com mais detalhe. A necessidade de realização de estudos detalhados da ação do vento é enfatizada com a geometria pouco usual e complexa de que a estrutura em causa é dotada. O comportamento estrutural do monumento não pode ser previsto, nem equiparado, a nada já realizado.

2.3.3. FATORES CLIMATOLÓGICOS

Os Verões na zona de Sagres caracterizam-se por serem quentes e húmidos, enquanto os Invernos caracterizam-se por serem frescos e parcialmente nublados e, com uma ação constante do vento o ano todo. Durante o ano a temperatura varia entre os 10°C e os 25°C.

Em Sagres a humidade varia ao longo do ano, com períodos de humidade fortes no Verão e fracos no Inverno.

A precipitação varia consoante a estação do ano, com períodos mais fortes no Inverno e mais fracos no Verão.

A velocidade média do vento por hora apresenta variações consideráveis durante o decorrer do ano. A parte do ano mais ventosa dura em média 7 meses com velocidades do vento na ordem dos 20,4 quilómetros por hora. Na altura do ano mais calma, que dura 5 meses, o vento atinge velocidades médias de 18 quilómetros por hora. A direção do vento mais predominante todo o ano é a direção Norte. [8]

2.4. ENSAIOS

Em engenharia os modelos físicos, em contraposição aos modelos matemáticos e aos modelos analíticos, são construções à escala reduzida de estruturas como pontes e barragens, entre outras, que permitem o estudo do seu comportamento e o seu aperfeiçoamento. A construção de estruturas em modelos reduzidos é um mecanismo de estudo realizado desde há muitos anos. Estudiosos como Leonardo Da Vinci e Arquimedes tentaram a reprodução de modelos físicos, no entanto, só após a descoberta da teoria da semelhança mecânica por Sir Isaac Newton, é que este método se tornou viável. [9] A comprovação de modelos físicos veio facilitar o estudo de estruturas dificilmente abordáveis por cálculo.

Perante a complexidade estrutural inerente ao caso de estudo, surge uma dificuldade de aplicação dos métodos analíticos de cálculo.

Foi solicitado pelos autores do projeto ao LNEC, a realização de estudos para determinação dos estados de tensão desenvolvidos por ação das solicitações condicionantes. O estudo da estrutura consiste na aplicação de cargas equivalentes às cargas reais num modelo físico reduzido do projeto real e na medição de deslocamentos e extensões. O modelo foi construído a uma escala reduzida de 1:200 pelos requerentes do estudo e posteriormente fornecido ao LNEC.

O ensaio consistiu na medição de extensões e de deslocamentos, medidos respetivamente com extensómetros elétricos de resistência e defletómetros graduados em centésimos de milímetro. As medições de extensões foram realizadas em cerca de 40 pontos e para as hipóteses de solicitação anteriormente identificadas.

2.4.1. PROPRIEDADES DO MATERIAL

Anteriormente à realização do estudo, o laboratório procedeu à determinação das propriedades mecânicas do material em que foi construído. O modelo construído à escala 1/200, em metacrilato de metilo, com uma designação comercial de perspex, reproduziu a parte principal da estrutura até à junta J6. Esta decisão foi tomada pelos autores do ensaio, pois foi considerado que a partir desta junta, a estrutura assume uma importância estrutural reduzida para o funcionamento em conjunto. A disposição das juntas adotadas pelos realizadores do ensaio pode ser observada na figura 12.

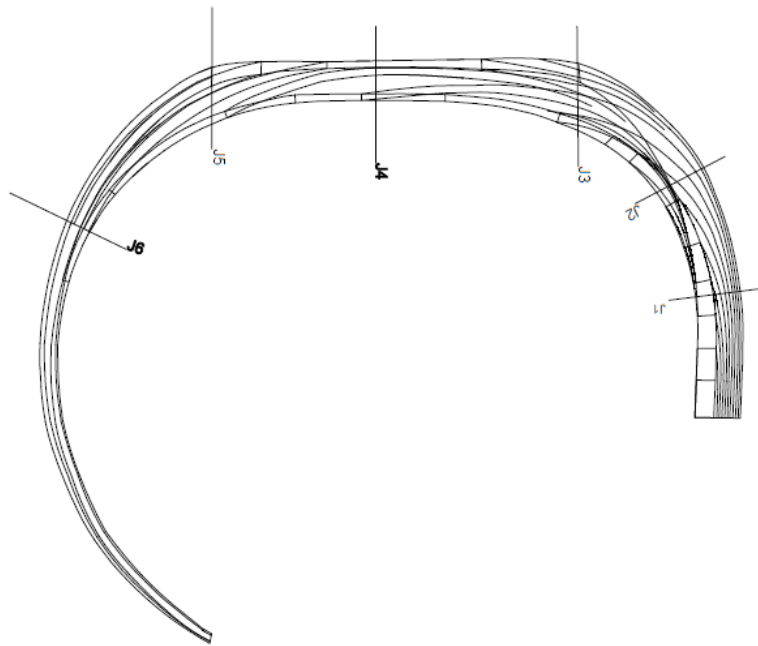


Fig. 12 - Disposição das juntas adotadas na divisão do modelo físico por partes.

Na obtenção da reprodução fiel das formas do protótipo no modelo, procedeu-se à sua construção por faixas com a espessura de 25 mm, a espessura máxima das chapas existentes no mercado nessa época. Na zona da torre, para facilitar a construção, colaram-se previamente duas a duas as chapas de perspex de forma a obter elementos com a espessura de 50 mm os quais foram posteriormente trabalhados.

Os pavimentos das torres foram desprezados e reproduziu-se apenas as paredes exteriores e os septos, uma vez que se assume também que têm uma importância reduzida no funcionamento global da estrutura. É ilustrado na figura 13 o aspeto das peças que constituem o modelo antes de se proceder à sua montagem.

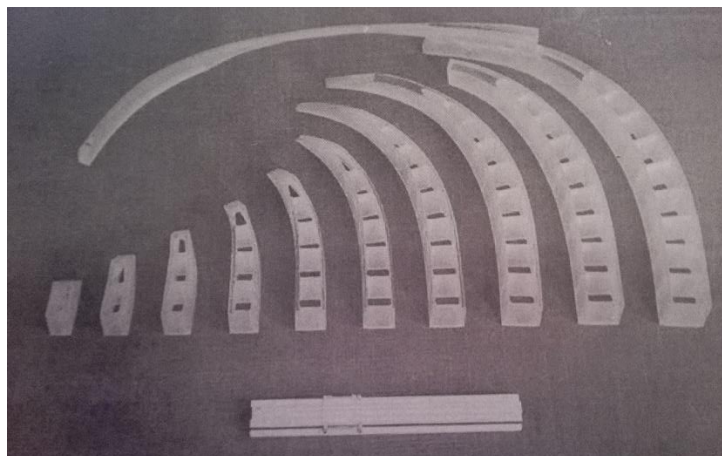


Fig. 13 - Forma das peças que constituem o modelo físico na sua globalidade. [10]

A colagem das peças foi realizada com uma cola constituída por aparas do próprio material dissolvidas em clorofórmio puro. Para que o modelo físico pudesse ser considerado como um modelo sólido, e não

um conjunto de peças coladas, foram realizados previamente ensaios em laboratório que demonstravam que as propriedades mecânicas do material pouco se alteravam nas zonas de colagem e que é possível considerar um conjunto de peças coladas como constituindo um sólido homogêneo. Depois de concluída a colagem e antes de começarem os ensaios, o modelo apresentava o aspeto da figura 14.

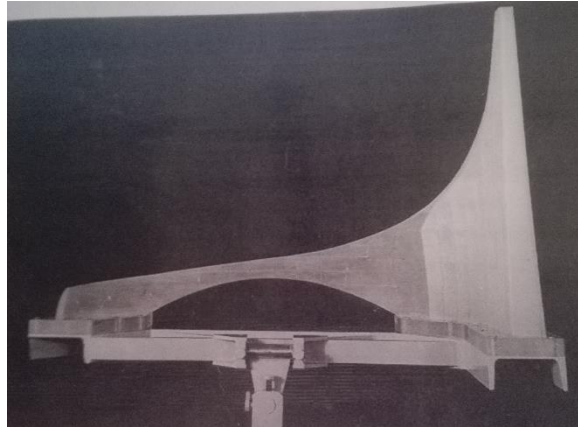


Fig. 14 – Resultado final do modelo à escala. [10]

Para finalizar, era necessário conseguir uma ligação que fosse suficientemente rígida do modelo à base. Procedeu-se então à colagem do modelo pelo plano correspondente à cota 0 a uma chapa de 25 mm de espessura e de largura superior à do modelo, a qual por sua vez se aparafusou ao perfil metálico que constituía a base. De maneira a facilitar a colocação do modelo na posição mais conveniente para os ensaios, a base dispunha de duas articulações constituindo um cardan que se podia fixar por parafusos.

A determinação das propriedades mecânicas do material do modelo foi realizada através de ensaios de flexão numa barreta prismática, conforme o esquema ilustrado na figura 15.

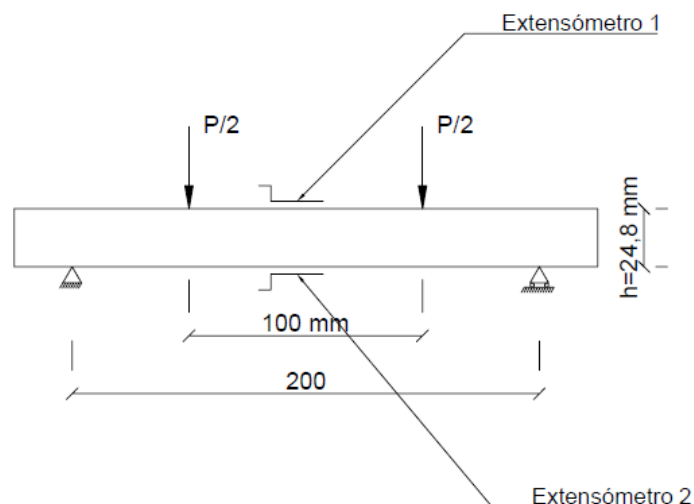


Fig. 15 - Condições do ensaio da barreta prismática. [10]

A medição das extensões foi efetuada com dois extensómetros iguais aos utilizados no modelo. Os ensaios da barreta consistiram na aplicação de forças de 2,5 e 10 kg que correspondem respetivamente a tensões de flexão de 2,4, 4,9 e 9,8 kg cm⁻² e à medição das extensões resultantes. Também se estudou a variação das extensões com o tempo tendo-se realizado medições logo após cada carga ou descarga e passados 2, 4, 8 e 16 minutos. Foram verificadas para o material extensões praticamente elásticas. Dos ensaios conclui-se que a uma força de 10 kg correspondem 730 divisões de aparelho de medida, ou seja, uma variação da resistência de $730 \frac{\Delta R}{R} \times 10^{-6}$.

Apresenta-se em seguida os cálculos do módulo de elasticidade a partir dos resultados dos ensaios.

- Largura da barreta: $b = 2,49 \text{ cm}$
- Altura da barreta: $h = 2,48 \text{ cm}$
- Módulo de flexão: $w = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{2,49 \cdot 2,48^2}{6} = 2,55 \text{ cm}^3$
- Carga aplicada: $P = 10 \text{ kg}$
- Vão da barreta: $l = 20 \text{ cm}$
- Momento fletor: $M = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{10 \cdot 20}{8} = 25 \text{ kg cm}$
- Tensão de flexão: $\sigma = \frac{M}{w} = \frac{25}{2,55} = 9,80 \text{ kg cm}^{-2}$
- Número de divisões de variação dos extensómetros: 730 div.
- Fator dos extensómetros: $K = 2,07$
- Extensão medida: $\varepsilon = \frac{730}{2,07} = 355 \times 10^{-6}$
- Módulo de elasticidade: $E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{9,80}{355 \cdot 10^{-6}} = 27500 \text{ kg cm}^{-2}$

Para os estados de tensão simples é feita uma relação diretamente entre o número de divisões da estação de medida (correspondentes a variação de resistência) com as tensões desenvolvidas obtendo-se

$$K' = \frac{9,8}{732} = 1,34 \text{ kg cm}^{-2} / 100 \text{ divisões} \quad (2.1)$$

2.4.2. MEDIÇÕES EFETUADAS

Os ensaios realizados consistiram na determinação das extensões devidas a aplicações de solicitações que simulavam a ação do vento, variações de temperatura, acelerações sísmicas e o peso próprio da zona superior dos encontros.

A realização das medições foi efetuada com recurso a extensómetros elétricos Philips PR 9211 de 120Ω tendo-se procedido à medição das variações de resistência com uma ponte extensométrica de fabricação A.O.I.P. Como extensómetros compensadores utilizaram-se os extensómetros colocados na barreta que serviu para determinação das propriedades mecânicas.

Utilizou-se o sistema de medição por impulsos que tem a vantagem de reduzir muito o aquecimento das grelhas dos extensómetros e aumentar, assim, a sua estabilidade.

Na colocação dos extensómetros foi utilizada uma técnica de desgorduramento prévio, seguida por uma colagem com cola celulósica, secagem por infra-vermelhos e proteção por parafina. Os extensómetros foram ligados por condutores monofilares a um comutador de mercúrio que, por sua vez, se ligava ao aparelho de medida.

O esquema de localização dos extensómetros e a sua respetiva numeração é ilustrado na figura 16. Os extensómetros ímpares situam-se na face externa e os extensómetros pares na face interna.

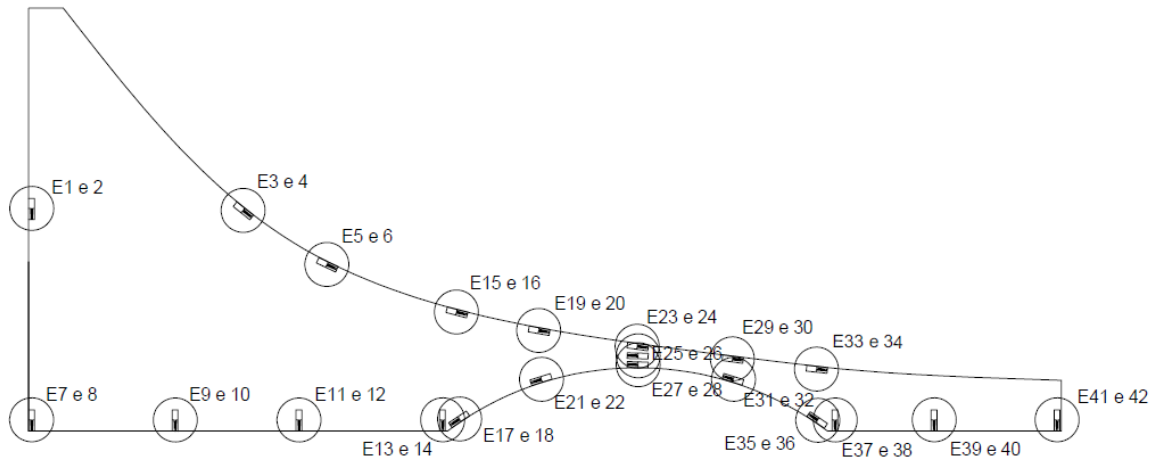


Fig. 16 - Localização e numeração dos extensómetros.

O modelo físico foi sujeito a uma divisão por áreas para que o estudo fosse exequível. Para além dos ensaios de medição de extensões, foi também medido o deslocamento de alguns pontos considerados importantes. As medições efetuadas foram posteriormente tratadas e relacionadas com as tensões desenvolvidas no modelo real, através de relações de semelhança.

2.5. RELAÇÕES DE SEMELHANÇA

Quando se utiliza um modelo geometricamente semelhante ao protótipo e se estuda o seu comportamento em fase elástica, as tensões no protótipo σ_p ficam relacionadas com as tensões no modelo σ_m pela expressão

$$\sigma_p = \frac{\varphi}{\lambda^2} \sigma_m \quad (2.2)$$

em que,

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{F_m}{F_p} \quad (2.3)$$

é a escala das forças, relação entre as forças aplicadas ao modelo, F_m , e as forças correspondentes no protótipo, F_p , e $\frac{1}{\lambda}$ é a escala das distâncias.

Na imposição de que esta relação seja válida e sem restrições, o coeficiente de Poisson (ν) dos materiais do modelo e do protótipo devem ser iguais. No caso presente há uma diferença entre os coeficientes de Poisson que são aproximadamente 0,3 para o material utilizado no modelo, o perspex e de 0,16 para o betão utilizado. A diferença associada aos materiais terá poucas repercussões nos estados de tensão desenvolvidos, considerando que a parte da estrutura que interessa principalmente estudar pode ser considerada linear.

De forma análoga, os deslocamentos no protótipo d_p estão relacionados com os deslocamentos do modelo d_m pela expressão

$$d_p = \frac{\varphi}{\mu \lambda} d_m \quad (2.4)$$

em que

$$\frac{1}{\mu} = \frac{E_m}{E_p} \quad (2.5)$$

é a relação entre o módulo de elasticidade do modelo, E_m , e o módulo de elasticidade do protótipo, E_p .

No estudo das solicitações da ação do vento, as forças aplicadas ao modelo foram obtidas pela multiplicação das áreas do modelo pela pressão a considerar para o vento e estipulada em 300 kg.m⁻². Resulta assim que as tensões desenvolvidas no modelo são iguais às tensões desenvolvidas no protótipo.

A menos os casos em que se possam verificar estados de tensão duplos, a constante K', anteriormente referida, de 1,34 kg cm⁻²/divisões, permite transportar diretamente as leituras (número de divisões do aparelho de medida) para tensões no protótipo.

Para analisar a semelhança relativamente ao deslocamento de apoio, interessa calcular, em primeiro lugar, qual o deslocamento do protótipo que reproduz uma variação de temperatura de -15° C.

Admitindo para o betão um coeficiente de dilatação térmica de $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e tendo em conta que o vão do arco é de L=90, a variação da temperatura referida produz efeitos assimiláveis a um afastamento de apoio de

$$d_p = \Delta t \alpha L = 15 \times 10^{-5} \times 9 = 1,35 \text{ cm} \quad (2.6)$$

O deslocamento imposto ao modelo foi igual a 0,1 cm. Recorrendo às expressões anteriores tem-se que,

$$\varphi = \frac{\mu \lambda d_p}{d_m} \quad (2.7)$$

$$\sigma_p = \frac{\varphi}{\lambda^2} \sigma_m = \frac{\mu \lambda d_p}{d_m \lambda^2} \sigma_m = \frac{\mu}{\lambda} \frac{d_p}{d_m} \sigma_m \quad (2.8)$$

E substituindo os valores, como $\frac{1}{\mu} = \frac{27500}{210000} = 0,131$, obtém-se

$$\sigma_p = \frac{1,35}{200 \times 0,131 \times 0,1} \sigma_m = 0,516 \sigma_m \quad (2.9)$$

A conversão das leituras feitas nos aparelhos de medida em tensões no protótipo é feita pela multiplicação das mesmas pelo valor de conversão obtido da fórmula 2.9.

$$K'' = 1,34 \times 0,516 = 0,69 \text{ kg cm}^{-2}/100 \text{ divisões} \quad (2.10)$$

Estas considerações são válidas para estados de tensão simples.

As forças verticais simuladas no estudo da ação do peso próprio foram obtidas a partir dos pesos das zonas correspondentes do protótipo dividindo estes pesos por $\lambda^2=40000$. Tem-se, assim, $\varphi= \lambda^2$ e, $\sigma_p= \sigma_m$, como para a ação do vento.

No estudo relativo à ação dos sismos, a escala de forças adotada foi a mesma.

A conversão dos deslocamentos medidos no modelo para deslocamentos no protótipo, quando atuam as forças correspondentes à ação do vento tem-se, recorrendo às expressões anteriores,

$$\varphi = \lambda^2 \quad (2.11)$$

e

$$d_p = \frac{\lambda}{\mu} d_m = 200 \times 0,131 \times d_m = 26,2 \times d_m \quad (2.12)$$

3

MODELO DE CÁLCULO

3.1. PROGRAMA DE COMPUTADOR UTILIZADO

Para a realização deste estudo foi utilizado, preferencialmente, o programa de cálculo SAP2000, versão 19.

SAP2000 é um software usado no cálculo de estruturas pelo método dos elementos finitos, que permite levar a cabo análises estáticas ou dinâmicas nas mais diversas classes de problemas de engenharia. Este programa utiliza a formulação matricial para o cálculo de deslocamentos e rotações numa primeira fase. Numa segunda fase calcula outras grandezas, como deformações, reações, tensões e deslocamentos nodais. Os métodos matriciais aplicam-se a estruturas unidimensionais planas ou espaciais.

Este software é muito utilizado na área de engenharia civil, uma vez que está especialmente desenvolvido para análises sísmicas e da ação do vento.

Alguma das características deste programa são:

- análise estática e dinâmica;
- análise linear e não linear geométrica, incluindo análise P-Delta;
- análise plástica de estruturas;
- cálculo do processo construtivo mediante uma análise por fases;
- análise modal, usada no cálculo de frequências naturais e modos de vibração de uma estrutura;
- possibilidade de introdução de espectros sísmicos de resposta e acelerogramas;
- análise harmónica, usada para determinar a resposta de uma estrutura a cargas harmónicas variáveis no tempo.

3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO

Um dos requisitos mais importantes na análise deste monumento é o desenvolvimento de um modelo representativo do comportamento real 3-D, considerando um volume apropriado da fundação, além do formato da estrutura. No entanto, neste estudo, apenas a estrutura do monumento foi modelada com detalhe, sendo a fundação considerada de forma simplificada.

Para os apoios do monumento não foi considerado um volume de fundação e assumiu-se que a estrutura é encastrada ao longo dos contornos que servem de fundação (interface monumento-fundação), simulando uma rocha de fundação infinitamente rígida na base do monumento.

O modelo usado para a obtenção de esforços e deslocamentos nos ELU e ELS, respetivamente, é uma estrutura tridimensional baseada em elementos lineares, isto é, elementos do tipo casca (*Shell*). Os elementos do tipo casca são usados na modelação estrutural de elementos nos quais as dimensões em duas direções assumem valores superiores às da terceira direção. A sua aplicação é recomendada para análises estáticas de elementos planares como lajes e paredes.

O software AutoCAD 3D foi utilizado na fase inicial do processo de modelação. Um modelo em 3D foi desenhado, com base na única planta do monumento disponível. Essa mesma planta foi fornecida à FBAUP pelo LNEC, para ser apresentada na exposição realizada em memória do centenário do nascimento do pintor Júlio Resende. O modelo 3D foi obtido com a extrapolação das secções que definem a estrutura de 10 em 10 metros e o resultado final pode ser visualizado na figura 17.

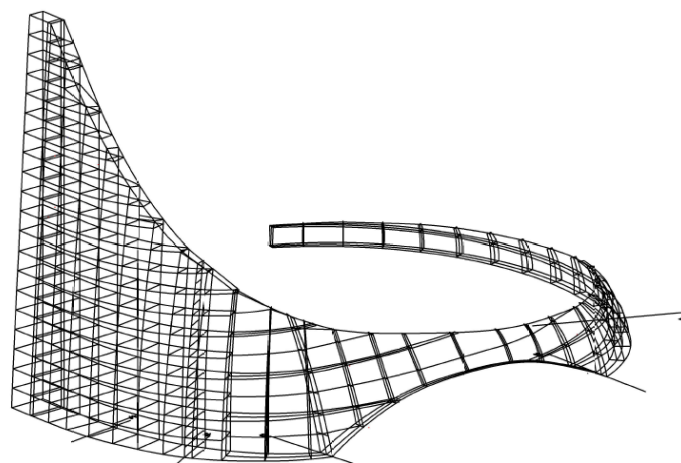


Fig. 17 - Modelo 3D desenvolvido no software AutoCAD 3D.

Para efetuar uma representação fiel da geometria parabólica do monumento foram precisos definir mais de 7000 elementos de casca e mais de 7000 nós. A cada nó é atribuída uma espessura, uma vez que esta varia tanto em altura como em largura ao longo do desenvolvimento estrutural. O tempo de cálculo associado a uma análise linear deste modelo é de cerca de uma hora.

A modelação estrutural foi feita por partes, tendo-se modelado primeiramente o elemento maciço e de seguida o elemento oco. Para realizar a junção dos elementos e assegurar a transferência de esforços entre ambos, foram aplicados nós de dimensão finita (constricções) aos nós de ligação nos seis graus de liberdade estruturais.

Nas seguintes imagens podem ser observadas as três vistas do modelo, segundo os eixos x, y e z, assim como uma vista do modelo em perspetiva com as espessuras introduzidas.

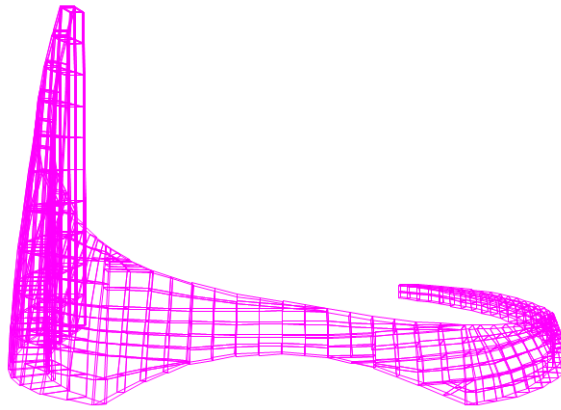


Fig. 18 - Alçado transversal do modelo de cálculo.

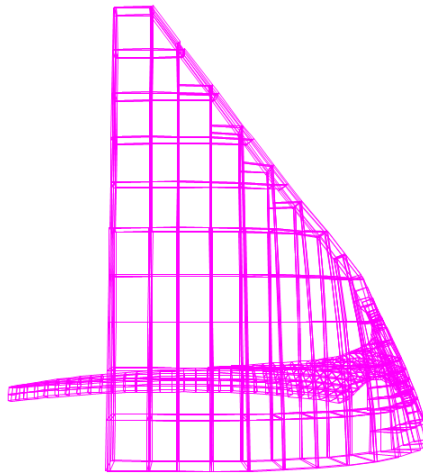


Fig. 19 - Alçado transversal do modelo de cálculo.

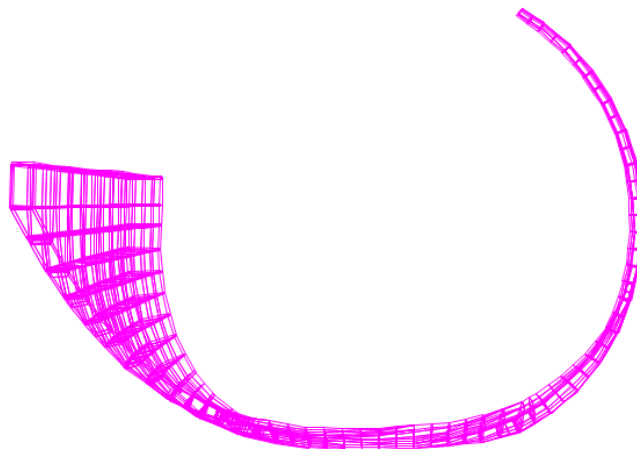


Fig. 20 - Vista em planta do modelo de cálculo.

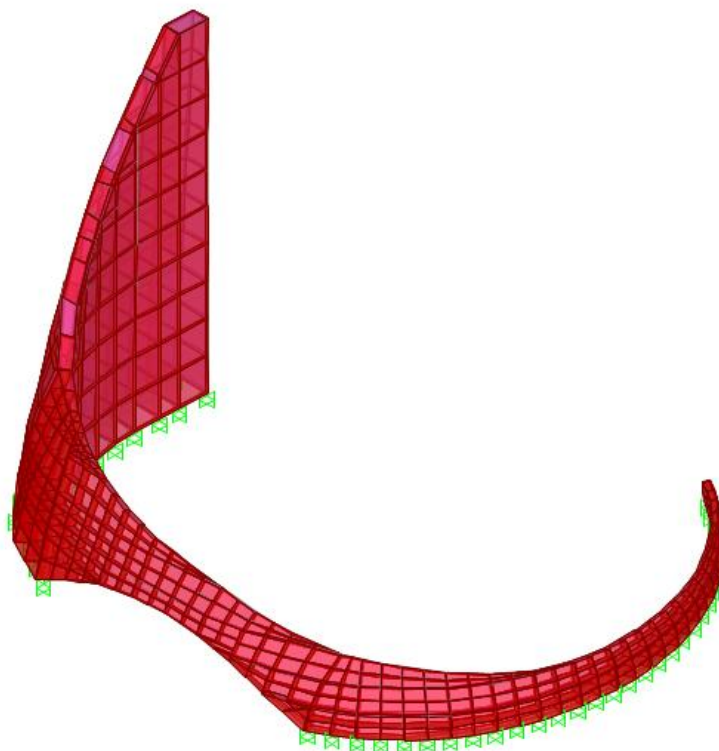


Fig. 21 - Visualização tridimensional do modelo de cálculo.

Previamente ao processo de análise e comparação de tensões e deformações, foram definidas e analisadas várias malhas de diferentes níveis de discretização.

4

QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as ações estudadas de acordo com a regulamentação do concurso público de 1954 e são definidas as ações a aplicar ao modelo numérico consoante a atual norma europeia em vigor, os Eurocódigos (EC).

4.1. PESO PRÓPRIO

4.1.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL

Para calcular as tensões desenvolvidas em todo o monumento devido ao peso próprio da zona superior do encontro esquerdo, reproduziu-se o peso desta zona por três forças concentradas P1, P2 e P3 (Figura 22), com os valores de, respetivamente de 25,2, 25,5 e 6,3 kg correspondendo aos pesos do protótipo de 1008, 1020 e 253 toneladas. Estas forças foram aplicadas em pontos correspondentes aos centros de gravidade das zonas do protótipo.

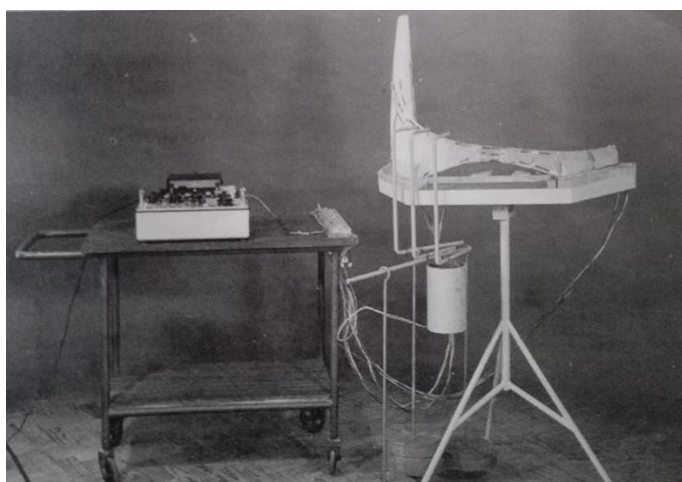


Fig. 22 - Aplicação das forças correspondentes ao peso próprio no ensaio do modelo. [10]

4.1.2 EUROCÓDIGOS

A ação correspondente ao peso próprio da estrutura é obtida multiplicando o seu volume pelo peso específico do correspondente material. O peso específico do material empregado, isto é, do betão é de 2500 kg/m³.

O peso próprio das construções diz respeito às estruturas e aos elementos não estruturais, incluindo equipamentos fixos.

Elementos não estruturais que possam ser incluídos no peso próprio deste projeto são divisórias, materiais de revestimento, acabamentos de superfície, recobrimentos e equipamentos fixos. Os equipamentos fixos incluem equipamentos para elevadores, equipamentos elétricos de aquecimento, ventilação e ar condicionado.

4.1.2.1. AÇÕES VARIÁVEIS

Os valores característicos das sobrecargas são definidos para cada projeto de acordo com a categoria de construção. O projeto insere-se na categoria de zonas residenciais, sociais, comerciais e administrativas. O EC define, de acordo com a tabela 1, categorias de utilização para estas zonas.

Tabela 1 - Categorias de Utilização. [11]

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis; cozinhas e lavabos
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com exceção das utilizações correspondentes às categorias A,B e D)	<p>C1:Zonas com mesas etc. (como por exemplo, escolas, cafés, restaurantes, receções.)</p> <p>C2:Zonas com assentos fixos; por exemplo, igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferência, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3:Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, museus, salas de exposição, etc, e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada e estações de comboio.</p> <p>C4: zonas em que são possíveis atividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5:Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concerto, salas para atividades desportivas, incluindo bancadas, terraços, zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Atividades Comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>

Pretende-se a instalação na parte oca do elemento do monumento de elevadores que permitirão aos visitantes aceder ao topo da torre, assim, para efeitos de projeto, pode ser considerado como uma zona C3.

A esta categoria correspondem valores característicos de carga uniformemente distribuída, q_k , e carga concentrada, Q_k , respetivamente, de 3,0 a 5,0 kN/m² e de 4,0 a 7,0 kN. A carga definida será aplicada na zona da torre.

4.2. AÇÃO DO VENTO

4.2.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL

Edifícios altos são dinamicamente sensíveis à ação do vento, e sendo a estrutura em estudo caracterizada por uma altura total de 100 metros, a força do vento e os resultados provocados nos níveis superiores tornam-se fatores que não devem ser desprezados no correspondente estudo.

Como descrito no concurso lançado em 1954 pelo Ministério das Obras Públicas, as peças a apresentar pelos concorrentes à primeira prova teriam de incluir cálculos de resistência e estabilidade. Os cálculos poderiam ser efetuados por métodos aproximados, desde que justificassem as dimensões dos principais elementos de construção, e obedecessem às prescrições regulamentares em vigor, devendo por isso adotar-se uma pressão do vento de 300 kg/m^2 .

Para calcular as forças a aplicar ao modelo correspondentes às do vento, multiplicaram-se as áreas do modelo pela pressão do vento, pressão igual à adotada no protótipo para o cálculo da mesma ação. As extensões foram medidas nos pontos indicados já anteriormente na figura 15.

Para simular a ação do vento, interessava aplicar forças normais aos paramentos e para obter aproximadamente esta condição reuniram-se as forças da forma indicada. As forças foram aplicadas por intermédio de pesos e para que a sua direção coincidisse com a normal ao paramento rodou-se o modelo de forma a obter perpendicularidade das forças em relação à zona média em que elas se aplicavam.

Em cada uma das hipóteses da solicitação do vento, foram realizadas no mínimo dois ensaios, tendo-se mesmo em alguns casos invertido as direções das forças, isto é, aplicado tanto forças de fora para dentro como de dentro para fora, o que corresponde, portanto à atuação do vento no paramento exterior ou interior. Nos casos em que as tensões desenvolvidas eram muito pequenas, duplicaram-se ou triplicaram-se as cargas de forma a obter extensões de valor conveniente para as medições.

O ensaio foi então dividido em quatro hipóteses de solicitação, que foram designadas por hipótese de solicitação A, B, C e D.

A solicitação A estuda a ação do vento sobre a área inserida entre a J0 e J2 (Fig. 23). Nesta solicitação, foi considerado importante não só verificar as tensões desenvolvidas, como também medir o deslocamento horizontal da extremidade da torre. A nível estrutural esta é uma zona suscetível de desenvolvimento de problemas de instabilidade devido à relação altura e espessura.

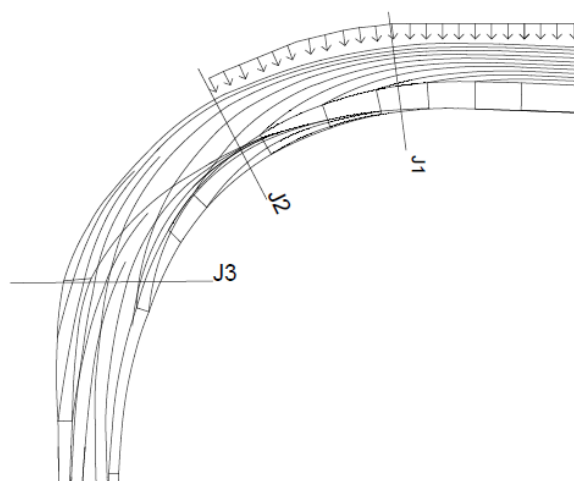


Fig. 23 - Carga estudada na solicitação A.

É apresentada na figura 24 o esquema representativo do ensaio realizado para a ação do vento na hipótese A, no paramento interior.

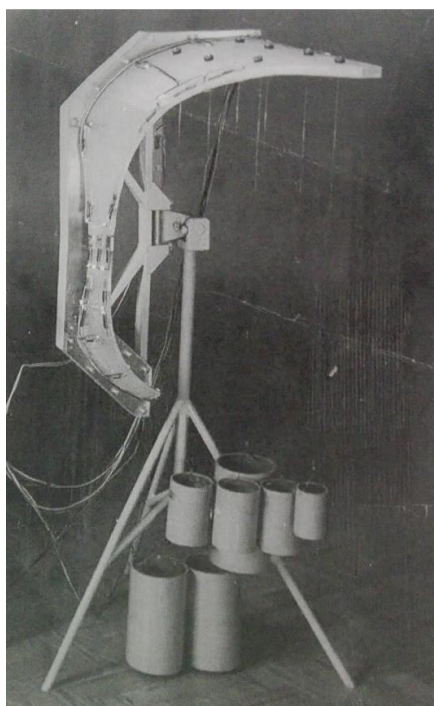


Fig. 24 - Ensaio do modelo para a ação do vento – hipótese A. [10]

A hipótese B estuda a ação do vento, quando este incide na área que se insere sobre a junta J2 e a junta J3 (Figura 25), com uma direção normal ao paramento. Para esta solicitação, os testes foram realizados apenas na parede exterior.

Como as tensões desenvolvidas para este ensaio eram muito pequenas, foram realizados dois ensaios. No primeiro foi aplicada a pressão p e no segundo ensaio triplicou-se as cargas p de forma a obter

extensões de valor conveniente para as medições. As extensões finais são iguais à média dos dois ensaios.

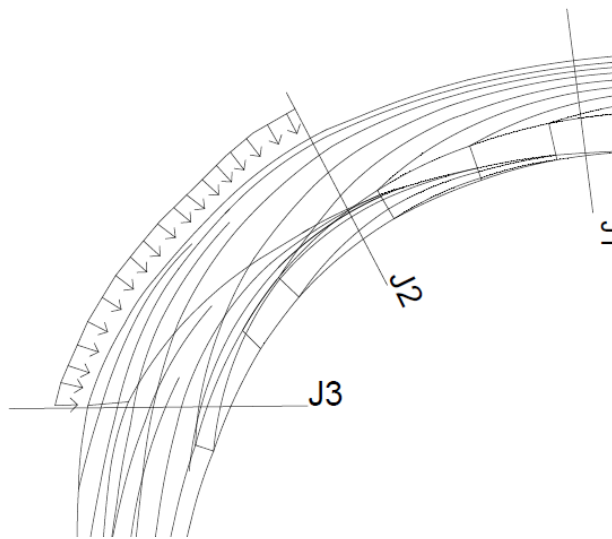


Fig. 25 - Carga estudada na solicitação B.

Na solicitação C a pressão do vento é aplicada sobre o arco (Figura 26). Esta zona também possui uma importância significativa no estudo do monumento, uma vez que possui um desenvolvimento de 90 metros e uma altura de 15 metros, sendo por isso suscetível a grandes deformações. Para além das medições das extensões, mediu-se o deslocamento segundo a normal ao paramento de pontos da secção do fecho do arco.

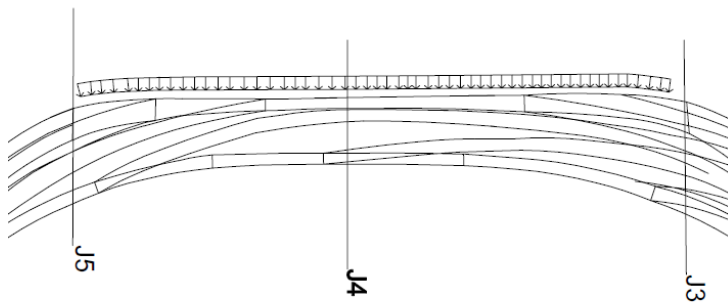


Fig. 26 - Carga aplicada para a solicitação C.

Ilustra-se na figura 27 o esquema representativo do ensaio realizado para a ação do vento na hipótese C.

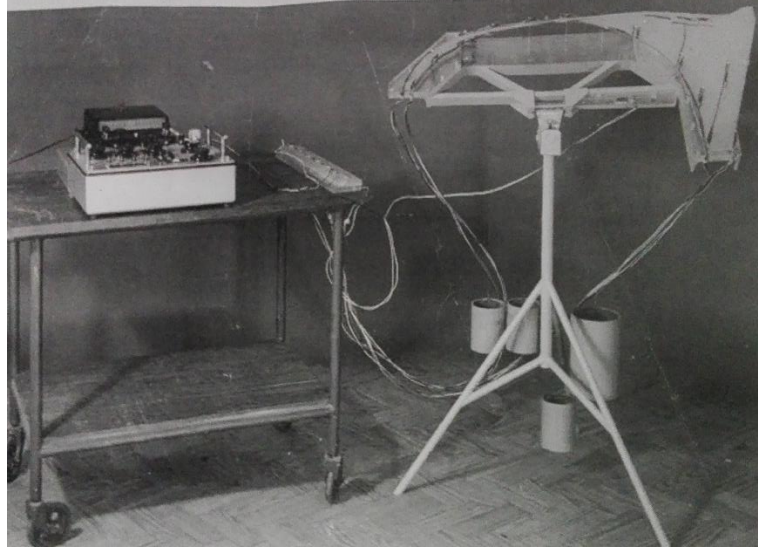


Fig. 27 - Ensaio do modelo para a ação do vento – hipótese C. [10]

Foi constatado para as forças da hipótese C a partir dos ensaios realizados, que seria identicamente necessário um ensaio de determinação de tensões, uma vez que a sua direção (horizontal) diferia das forças correspondente à ação do vento,

A solicitação D foi o último ensaio de simulação das forças do vento realizado. Para esta hipótese a pressão do vento incide diretamente nas áreas compreendidas entre a junta J5, o fim do arco, e a junta J6 (Fig. 28). Neste ensaio foi necessário triplicar a pressão como se realizou no caso de estudo B para se obterem valores de tensões significativos.

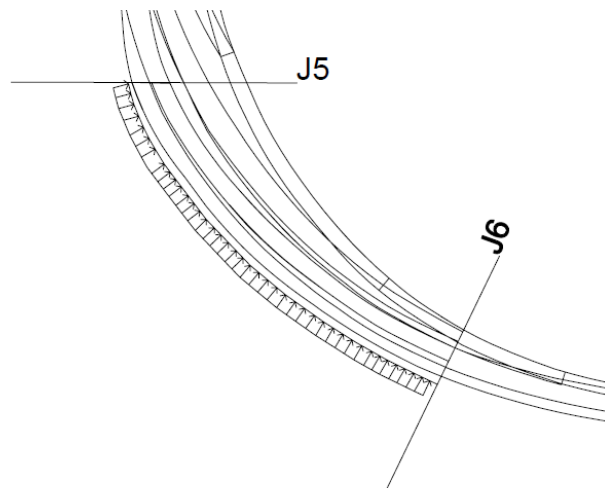


Fig. 28 - Carga aplicada no ensaio da solicitação D.

4.2.2 EUROCÓDIGOS

A ação do vento é quantificada pelas normas atuais em vigor, a norma Europeia, EN 1991- 1-4:2005. Em primeiro lugar os parâmetros do vento são obtidos, para posteriormente se determinar as forças equivalentes que atuam sobre a estrutura. O valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, é o valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 min, independente da direção

do vento e da época do ano, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo num terreno de categoria II. Este parâmetro é característico do lugar de implantação da obra e é consultado no Anexo Nacional (NA), o qual divide Portugal em duas zonas, a zona A e B. Como a estrutura em estudo se localiza na costa oceânica, o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, será referente ao da zona B, logo

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (4.1)$$

A partir deste valor, obtém-se o valor de referência da velocidade do vento, com a seguinte expressão,

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (4.2)$$

onde,

c_{dir} : corresponde ao coeficiente de direção, o valor recomendado é de 1.

c_{season} : coeficiente de sazão. O valor recomendado é de 1.

Adotando os valores unitários recomendados é obtido o valor de referência para a velocidade do vento, igual a 30 m/s.

A velocidade do vento é dependente de variáveis como a altura z acima do solo em que se encontra a ser quantificado. Estes fatores são avaliados através dos cálculos dos seguintes coeficientes:

$c_r(z)$: coeficiente de rugosidade do terreno

$c_0(z)$: coeficiente de orografia

O coeficiente de rugosidade é calculado através da seguinte expressão,

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.3)$$

em que, o comprimento de rugosidade, z_0 , e a altura mínima, z_{min} , são dependentes da categoria do terreno considerada. Na tabela 2 estão apresentadas as diferentes categorias definidas pelo Anexo Nacional.

Tabela 2 - Categorias e parâmetros do terreno. [12]

Categorias do terreno	z_0 (m)	z_{min} (m)
I – Mar ou zona costeira exposta aos ventos do mar	0.005	1
II – Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0.05	3
III – zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
IV – Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	15

A categoria a adotar é a primeira, isto é, a categoria I, uma vez que o monumento se localiza na zona costeira, sendo assim os valores de z_0 e z_{min} iguais a 0,005 e 1 respetivamente. O valor de $z_{máx}$ não depende da categoria do terreno e como especificado pelo EC1 deve ser considerado igual a 200 m.

Como mencionado anteriormente, tanto o coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, como o coeficiente de orografia, $c_o(z)$ são calculados em função da altura ao nível do solo, z . Dado o monumento alvo de estudo apresentar altura de crescimento linear dos 5 aos 100 metros, para que o processo de quantificação da ação do vento no monumento seja o mais realista possível, este é dividido em dez partes, cada uma com um desenvolvimento em altura de 10 metros e, a essa mesma parte é atribuída uma pressão em função da altura ao nível do solo, z , do respetivo centro geométrico.

Procede-se então em primeiro lugar ao cálculo do coeficiente do terreno, k_r , com recurso à expressão 4.4,

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (4.4)$$

em que, $z_{0,II}$ é igual a 0,05 e o valor de z_0 é o valor a admitir para um terreno de categoria I. Assim vem que,

$$k_r = 0,1 \times \left(\frac{0,005}{0,05} \right)^{0,07} = 0,156 \quad (4.5)$$

Com o valor de k_r e z_0 , foi calculado o coeficiente de rugosidade, c_r , em função do centro geométrico de cada parte estrutural do monumento. Foram obtidos os valores apresentados na tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de rugosidade, c_r , em função da altura. [12]

z	$c_r(z)$
5	1,158
15	1,329
25	1,409
35	1,461
45	1,500
55	1,532
65	1,558
75	1,580
85	1,600
95	1,617

É aconselhado pelo EC, o cálculo do coeficiente de orografia, $c_0(z)$, para os casos em que devido à orografia, (como por exemplo, colinas e falésias) as velocidades do vento são aumentadas em mais de 5%. Apesar do monumento ser implantado numa falésia, devido à falta de estudos mais precisos será adotado um valor unitário para este coeficiente. Para proceder ao seu cálculo de acordo com o Anexo Nacional, dados como a altura da falésia e distância desta ao ponto de implantação do monumento seriam necessários.

Obtidos os coeficientes e a valor de referência da velocidade do vento, procede-se ao cálculo das velocidades médias do vento, com a seguinte expressão,

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) v_b \quad (4.6)$$

Na tabela 4, são apresentados os valores das velocidades médias do vento em função da altura ao solo.

Tabela 4 – Velocidades médias do vento em função da altura do solo.[12]

z	$v_m(z)$
5	34.727
15	39.870
25	42.261
35	43.836
45	45.012
55	45.952
65	46.734
75	47.404
85	47.989
95	48.510

Com os valores da velocidade média, $v_m(z)$, é possível determinar a pressão dinâmica de pico, $q_p(z_e)$. Para o cálculo destes valores, $q_p(z_e)$, recorre-se à seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2 \quad (4.7)$$

onde,

ρ : massa volúmica do ar, o valor recomendado pelo EC1 é de 1,25 kg/m³

v_m : valor da velocidade média do vento em função da altura ao solo, cujos valores podem ser consultados na tabela 4.

$I_v(z)$: intensidade da turbulência do vento em função da altura z

Para determinar o valor de $I_v(z)$, o EC fornece a seguinte expressão,

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.8)$$

onde,

k_l é o coeficiente de turbulência cujo valor recomendado a adotar é unitário

Assim sendo, $q_p(z)$ e $I_v(z)$ tomam os valores que podem ser consultados na tabela 5.

Tabela 5 – Pressão dinâmica de pico em função da altura. [12]

z	$I_v(z)$	$q_p(z)$ [kPa]
5	0,029	0,795
15	0,025	1,042
25	0,024	1,168
35	0,023	1,255
45	0,022	1,322
55	0,022	1,377
65	0,021	1,423
75	0,021	1,463
85	0,021	1,499
95	0,021	1,531

Finalmente, a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é determinada através da expressão

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (4.9)$$

em que,

$q_p(z_e)$: pressão dinâmica do vento

z_e : pressão de referência para a pressão exterior

c_{pe} : coeficiente de pressão para a pressão exterior

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i , deverá ser obtida através da expressão,

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi} \quad (4.10)$$

em que,

z_i : pressão de referência para a pressão interior

c_{pi} : coeficiente de pressão para a pressão interior

A pressão total exercida sobre uma parede ou num elemento é igual à diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas, mediante os seus sinais. O coeficiente da pressão interna, c_{pi} , depende da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente do edifício. Como estamos perante um caso em que a superestrutura é constituída por paredes de betão sem aberturas que permitam a passagem do vento, a pressão do vento nas superfícies interiores é considerada pouco relevante ou nula.

Como resultado deste pressuposto, a quantificação da ação do vento passa a depender somente dos coeficientes de pressão externa, c_{pe} , e a definição dos mesmos é feita de acordo com um conjunto de regras fornecido pelo EC. Estes coeficientes, aplicáveis a edifícios, e a partes de edifícios, dependem

das dimensões carregadas A , sendo esta, a área de construção de que resulta a ação do vento na secção a ser calculada. [12]

O EC fornece dois coeficientes de pressão, um coeficiente local, $c_{pe,1}$, aplicável em áreas com um valor igual ou inferior a $1m^2$, assim como um global, $c_{pe,10}$, aplicável no cálculo da estrutura resistente global. Para as hipóteses de solicitação do vento sobre o monumento estão em causa grandes áreas, sendo por isso escolhido o coeficiente de pressão global, $c_{pe,10}$.

As regras do EC estão definidas para serem aplicadas em casos gerais, não sendo então de possível aplicação direta a estruturas de formas irregulares, como a estrutura deste projeto. Os coeficientes utilizados no decorrer deste processo resultam dos valores definidos pelo EC para plantas de estruturas regulares e dos valores de coeficientes resultantes de um estudo desenvolvido pela universidade de Ontário, Canada sobre as reduções da ação do vento originárias das modificações das esquinas dos edifícios.

Antes de mais importa referir como são atribuídos os coeficientes. A sua atribuição é feita por zonas e de acordo com as regras do EC1 definidas na figura 29.

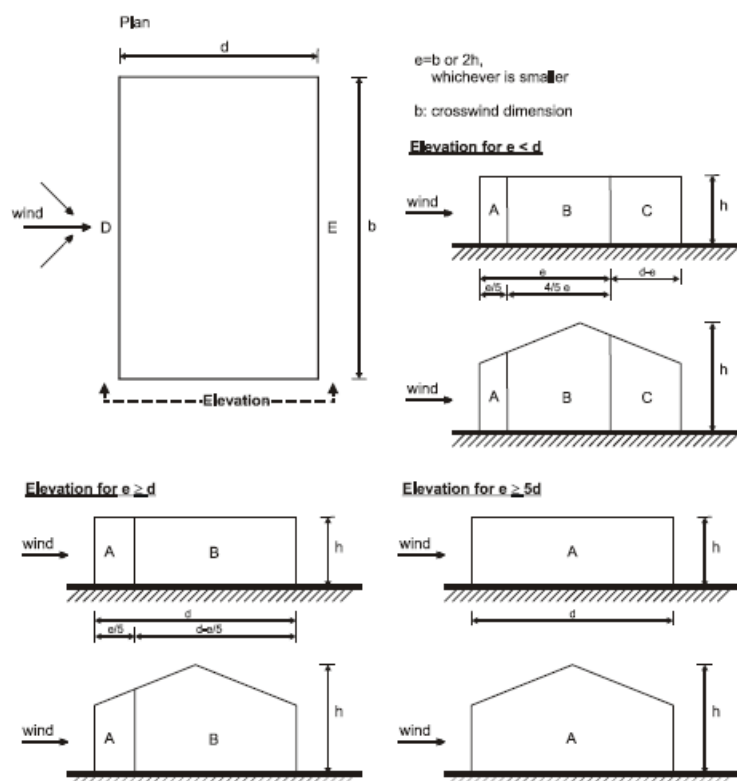


Fig. 29 - Zoneamento das paredes verticais. [12]

Para atribuição dos coeficientes, primeiramente tem de se definir o valor e ,

$$e = \min\{b; 2h\} \quad (4.11)$$

onde b é a dimensão transversal à direção do vento e h a altura total do alçado.

Efetuada uma relação entre altura total do edifício e largura do edifício em estudo, h/d , são retirados os valores a adotar para os coeficientes de pressão externa, $c_{pe,10}$, de acordo com o zoneamento definido anteriormente. A diferenciação dos valores atribuídos aos coeficientes de acordo com rácio h/d assume uma importância relativamente baixa, uma vez que os valores dos coeficientes apenas se alteram para a zona E e porque o cálculo deste rácio seria de difícil aplicação no caso em estudo. Como resultado, os coeficientes de pressão externa adotados são os valores mais gravosos.

Os valores finais recomendados para os coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, nos casos de estruturas de paredes verticais de planta retangular podem ser consultados na tabela 6.

Tabela 6- Valores recomendados de coeficientes de pressão externa para paredes verticais de edifícios de planta retangular. [12]

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

A definição dos coeficientes, c_{pe} , é feita segundo uma diferenciação estrutural do monumento num conjunto de 6 segmentos lineares, a qual corresponde à divisão estrutural já realizada anteriormente no ensaio do modelo físico, ou seja, pelas juntas de divisão. A divisão realizada é ilustrada na figura 30.

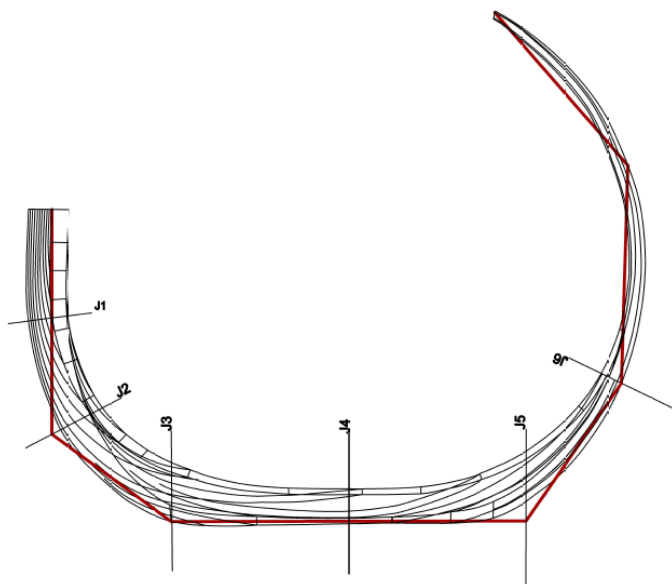


Fig. 30 - Divisão estrutural do monumento em segmentos lineares para estudo da ação do vento.

A atribuição de coeficientes para cada segmento é realizada de acordo com os 8 pontos cardeais da rosa dos ventos, ou seja, o monumento foi dividido em segmentos de 45° em 45° e a cada um destes foi

atribuído um coeficiente constante. Para os segmentos lineares associados às ações diretas e perpendiculares do vento atribuíram-se os coeficientes definidos pelo EC, enquanto nos segmentos intermédios foram adotados os coeficientes resultantes do estudo “*Wind Load Reductions Due to Building Corner Modifications*” de Ahmed Elshaer. [13]



Fig. 31 - Orientação do Promontório de Sagres de acordo com a rosa dos ventos.

Ilustra-se na figura 31, a orientação do Promontório de Sagres de acordo com as oito direções dos pontos cardeais da rosa dos ventos.

Posto isto, apresenta-se na tabela 7, os coeficientes de pressão externa finais adotados.

Tabela 7 - Coeficientes de pressão externa.

α	0°	45°	90°	135°	180°
$c_{pe,10}$	+0.8	+0.5	-1.2	-0.5	-0.7

O escoamento do vento sobre superfícies curvas será maior na superfície com a qual incide com um ângulo de 0°. Assim, para a parede sobre a qual o vento atua diretamente será atribuída a zona D e o coeficiente c_{pe} de +0.8.

O valor do coeficiente de pressão será positivo ao longo de toda a face diretamente sujeita à ação do vento.

Para a ação do vento em edifícios de esquinas curvas, os coeficientes de pressão adotam valores mais pequenos à medida que se desenvolve a curvatura. Os valores retirados do ensaio variam entre 1.447 e -0.97465. [13]

Para a face sobre a qual o vento incide com um ângulo de incidência de 45°, foi estimado um valor c_{pe} de +0.5. [13] As geometrias curvas apresentam um comportamento aerodinâmico superior em comparação com as estruturas de planta regular. As ondas do vento irão circular em volta da superfície curva, ao contrário de verem a sua passagem impedida.

Para um ângulo de incidência de 90° é criada uma ação de sucção pela passagem do vento paralelamente à parede. O coeficiente para esta área é igual ao coeficiente definido para a parede paralela à ação do vento, zona A, e admite-se um coeficiente de -1.2.

Para ângulos compreendidos entre 90° e 180° estuda-se a ação do vento sobre a face traseira da estrutura em relação à sua ação. Os coeficientes de pressão são negativos uma vez que a parte estrutural estudada é localizada atrás da face que sofre o impacto direto. Neste estudo, os valores dos coeficientes de pressão resultantes nas faces externas são aproximadamente de -0.5. [13] Para estruturas de plantas retangulares os valores dos coeficientes são da mesma ordem de valores e dependem da altura da estrutura. Por motivos conservativos, para o ângulo de incidência de 180° , o coeficiente c_{pe} será igual a -0.7, uma vez, que quando se considera o caso mais gravoso, opta-se pelo lado da segurança.

Para o ângulo de 135° é adotado um valor de -0.5 uma vez que é o valor médio retirado para a face traseira. [13]

Uma vez definidos os coeficientes, procede-se ao cálculo da pressão do vento nas paredes exteriores, de acordo com a expressão 4.9.

As pressões do vento obtidas em função do seu ângulo de atuação são apresentadas na tabela 8. Posteriormente, estas cargas serão aplicadas no modelo de elementos finitos desenvolvido.

Tabela 8 - Coeficientes de pressão externa em função da altura.

0°	45°	90°	135°	180°
w_e	w_e	w_e	w_e	w_e
0,547	0,342	-0,821	-0,342	-0,479
0,534	0,334	-0,801	-0,334	-0,467
0,529	0,331	-0,794	-0,331	-0,463
0,526	0,329	-0,789	-0,329	-0,460
0,524	0,327	-0,786	-0,327	-0,458
0,522	0,326	-0,783	-0,326	-0,457
0,521	0,326	-0,782	-0,326	-0,456
0,520	0,325	-0,780	-0,325	-0,455
0,519	0,324	-0,779	-0,324	-0,454
0,518	0,324	-0,777	-0,324	-0,454

Ilustra-se na figura 32 a ação do vento para a direção Norte que, como referido no capítulo 1, é a direção mais predominante todo o ano.

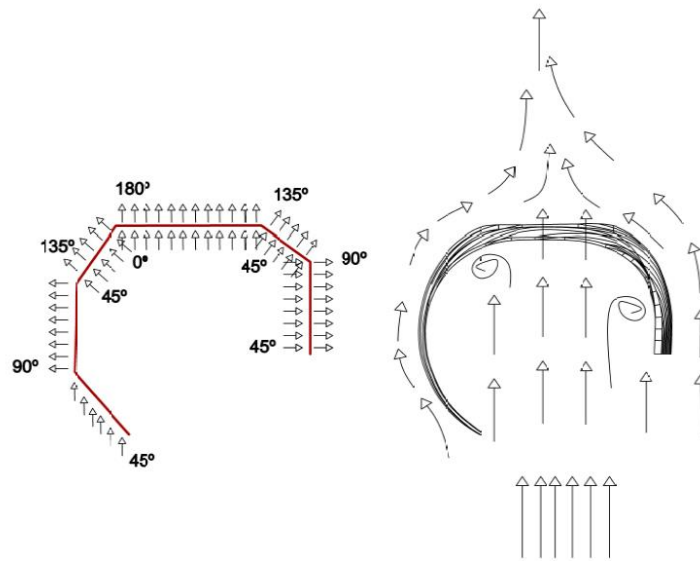


Fig. 32 - Ação dinâmica do vento para a direção Norte.

O recente desenvolvimento de novas formas arquitetónicas, a introdução de novas gamas de materiais e sistemas estruturais em conjunto com a necessidade de criação de soluções de alta-performance, tem evidenciado a necessidade de descrever a ação do vento e estudar a sua interação com o edifício mais pormenorizadamente.

As modificações aerodinâmicas têm-se tornado uma parte importante no processo de dimensionamento de edifícios altos. Para mitigação do efeito do vento, alterações estruturais podem ser realizadas de modo a reduzir as excitações provocadas. As alterações que provocam consideráveis efeitos na distribuição do vento incluem a variação da forma do edifício em altura, torção da estrutura, orientação do edifício em relação à direção do vento mais forte com maior frequência, ou até, a curvatura das esquinas. [14]

A curvatura das esquinas é o fator mais relevante na quantificação da ação do vento do caso em estudo. Para uma forma pouco comum como esta (curvas de dupla parábola, juntamente com a variação linear da altura do monumento) a ação dinâmica do vento poderia ser caracterizada por intermináveis possibilidades de formação de correntes de ar em seu redor. É assim concluído que um futuro estudo sobre a ação do vento será indispensável e, consequentemente testes aerodinâmicos em túneis de vento.

Em comparação com o estudo realizado para o qual foram estudadas quatro solicitações do vento (hipótese A, B, C e D) nas correspondentes superfícies de aplicação, o EC define uma ação do vento mais realista uma vez que se desenvolve continuamente em toda a estrutura com a criação de ações de pressão e sucção ao longo da sua passagem.

Verifica-se uma falta de sensibilidade do ensaio realizado perante a consideração da variação do fluxo de ar junto da superfície terrestre e por consequência da variação da velocidade média do vento, mas como a pressão aplicada sobre o modelo é superior às pressões resultantes do EC, as ações poderão ser consideradas equivalentes.

4.3. AÇÃO TÉRMICA

4.3.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL

Para estudar a influência das variações de temperatura no comportamento da estrutura no modelo físico, utilizou-se um sistema que permite impor deslocamentos ao encontro direito. Os efeitos destes

deslocamentos podem ser assimilados a variações de temperaturas na zona do arco e têm como objetivo reproduzir uma variação de temperatura de -15°C .

Os dois primeiros ensaios realizados consistiram na aplicação de deslocamentos de 0,5 mm, a partir da posição não deformada, segundo o eixo do arco. Os deslocamentos impostos foram verificados posteriormente por defletómetros graduados em centésimo de milímetro, tendo também havido o cuidado de colocar um defletómetro transversal para a imposição de um deslocamento nulo nesta direção.

Realizou-se ainda um terceiro ensaio em que se passou diretamente da posição correspondente a uma aproximação de 0,5 mm para a posição correspondente a um afastamento de 0,5 mm, impondo-se, assim, um deslocamento total de 1,0 mm.

4.3.2. EUROCÓDIGOS

O efeito da temperatura sobre estruturas é definido no EC 1, Parte 1-5 e o seu efeito na estrutura em estudo é quantificado segundo o mesmo.

É importante uma avaliação das ações da temperatura uma vez que estas podem provocar esforços significativos na estrutura devido à dilatação e contração dos elementos da estrutura. Estes efeitos poderão ser minimizados com a adoção de disposições construtivas, como juntas de dilatação, ou incluindo no cálculo os respetivos efeitos.

O efeito da ação térmica terá de ser caracterizado para uma variação uniforme da temperatura em toda a estrutura. Os efeitos climáticos devem ser determinados considerando as variações da temperatura do ar à sombra e da radiação solar.

De acordo com o definido no EC, terão de ser realizados estudos para ação da variação uniforme da temperatura devido à diferença entre a temperatura média do elemento e a sua temperatura inicial.

4.3.2.1 VARIAÇÃO UNIFORME DA TEMPERATURA

A componente da variação uniforme da temperatura é definida pela seguinte expressão,

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (4.12)$$

em que,

T é a temperatura média do elemento estrutural, que resulta das temperaturas climáticas do Inverno ou do Verão, e das temperaturas operacionais. É calculada pela média das temperaturas do ambiente interior T_{in} e exterior T_{out} .

T_0 é a temperatura inicial.

Não sendo possível prever a temperatura média do elemento no instante em que lhe são introduzidos os constrangimentos, a temperatura T_0 deve ser identificada com a temperatura média durante o período de construção. À falta de informação mais detalhada, será adotado o valor referenciado pelo EC de 15°C .

Para o cálculo de T , é necessário calcular o valor da temperatura ambiente exterior, T_{out} , e da temperatura ambiente interior, T_{in} para as estações de Inverno e Verão, uma vez que estes diferem consoante a estação do ano.

As temperaturas relativas ao Verão de T_{out} dependem de parâmetros como a localização geográfica, orientação da estrutura e também da cor da superfície exterior.

Para a caracterização da temperatura ambiente exterior, é necessário calcular os dois valores básicos relativos à temperatura do ar à sombra, $T_{máx}$ e T_{min} . Os valores característicos destas temperaturas dependem do clima do local e da altitude. Para um período de retorno de 50 anos e para Portugal, mais concretamente, no concelho de Vila do Bispo, o EC fornece dois valores para estas temperaturas, uma $T_{máx} = 40^{\circ}C$ e uma $T_{min} = 0^{\circ}C$.

As temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores na estação de Verão e Inverno são apresentadas no Quadro 5.1 do NA e adotam os valores de $25^{\circ}C$ e $18^{\circ}C$ respetivamente.

Na quantificação da temperatura ambiente exterior, T_{out} , foi considerado que o monumento possui uma superfície horizontal de cor clara. De acordo com o fator significativo de absorvidade da cor da superfície, as temperaturas ambientes exteriores no Verão e no Inverno, para estas, são respetivamente calculadas pelas seguintes expressões,

$$T_{out} = T_{máx} + T_4 \quad (4.13)$$

$$T_{out} = T_{min} \quad (4.14)$$

Devem-se utilizar valores para T_4 de $2^{\circ}C$, segundo as recomendações do EC. De acordo com estes dados e as expressões 4.13 e 4.14, a temperatura ambiente exterior será então igual a $42^{\circ}C$ na estação do verão e igual a $0^{\circ}C$ no Inverno.

Ao contrário do elemento oco, para o qual é importante considerar as temperaturas climáticas T_{out} e T_{in} , na atribuição da variação uniforme da temperatura T , no elemento maciço do monumento apenas atua a ação da temperatura exterior. Para este elemento a temperatura T do elemento estrutural é igual às temperaturas exteriores climáticas de Inverno e Verão.

Os valores das temperaturas médias para ambos os elementos estruturais do monumento são apresentados na tabela 9.

Tabela 9 - Temperatura média no elemento maço e oco do monumento. [15]

		Elemento oco	Elemento maço
Inverno	T_{out}	0°C	0°C
	T_{in}	18°C	-
	T	9°C	0°C
Verão	T_{out}	42°C	42°C
	T_{int}	25°C	-
	T	28,5°C	42°C

Com os valores da temperatura média dos dois elementos, procede-se ao cálculo da componente da variação uniforme da temperatura em ambas as estações. Para o cálculo da variação uniforme de temperatura em condições de Inverno e condições de Verão no elemento oco recorre-se à seguinte fórmula

$$\Delta T_u = \frac{T_{in} + (T_{out} - 0,01 \times H)}{2} - T_0 \quad (4.15)$$

onde H corresponde à altitude do local de implantação.

Conforme é sintetizado na tabela 10, obtêm-se $\Delta T_u = +18^\circ$ para condições de Verão e $\Delta T_u = -6^\circ$ para condições de Inverno no elemento oco.

Tabela 10 - Valores da variação uniforme da temperatura no elemento oco. [15]

		Verão	Inverno
Temperaturas do ar ambiente	T_{in}	25°C	18°C
	T_{out}	= $T_{máx}+2^\circ\text{C}=41,47^\circ\text{C}$	= $T_{mín}=-0,265^\circ\text{C}$
Temperatura média dos elementos	$\frac{T_{in} + T_{out}}{2}$	33,235 °C	8,8675 °C
Variação uniforme de temperatura	$\Delta T_u = T - 15^\circ\text{C}$	18,235 °C	-6,1325 °C

Os valores para a variação de temperatura uniforme do elemento maço são sumariados na tabela 11 para as condições de Inverno e Verão.

Tabela 11 - Valores da variação uniforme da temperatura no elemento maço. [15]

		Verão	Inverno
Temperaturas do ar ambiente	T_{in}	0 °C	0 °C
	T_{out}	= $T_{máx}+2^\circ\text{C}=41,47^\circ\text{C}$	= $T_{mín}=-0,265^\circ\text{C}$
Variação uniforme de temperatura	$\Delta T_u = T_{out} - 15^\circ\text{C}$	26,47 °C	-14,735 °C

Estes valores correspondem a uma amplitude térmica para o elemento oco e maciço de respetivamente 24,3675°C e 41,205°C.

$$18,235 + 6,1325 = 24,3675 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.16)$$

$$26,3675 + 14,735 = 41,205 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.17)$$

Como se admite que a temperatura inicial T_0 é sensivelmente igual à temperatura média da estrutura ao longo do ano, as variações de temperatura a considerar serão obtidas pela expressão 4.18.

$$\Delta T_u = \frac{\Delta T_u^+ + \Delta T_u^-}{2} \quad (4.18)$$

Obtém-se assim, uma variação de temperatura para o elemento oco de $\mp 12,18375^{\circ}\text{C}$ e para o elemento maciço de $\mp 20,6025^{\circ}\text{C}$.

4.4. AÇÃO SÍSMICA

4.4.1. SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL

Para atender aos abalos sísmicos na zona de Sagres, o monumento terá de ser estudado para uma aceleração horizontal de $0,5 \text{ m/s}^2$.

A aplicação de uma ação equivalente à ação sísmica no modelo reduzido foi feita segundo uma divisão do protótipo em diferentes regiões, aos quais foram de seguida aplicados pesos correspondentes aos valores equivalentes da força sísmica.

4.4.2 EUROCÓDIGOS

Ao contrário da ação do vento, a ação sísmica resulta da resposta da estrutura aos movimentos impostos nas suas fundações, isto é, a estrutura não responde a forças aplicadas diretamente sobre si, mas a acelerações que são impostas ao nível da base.

A ação sísmica é quantificada neste capítulo de acordo com a norma europeia Eurocódigo 8. O EC8 diferencia o território português por zonas em função da natureza e da intensidade sísmica da região. Esta diferenciação pode ser encontrada no Anexo Nacional por cidades e por ação sísmica. A zona em estudo nesta dissertação pertence a Sagres, à Vila do Bispo, sendo por isso de acordo com a tabela fornecida no anexo nacional, uma zona sísmica de classe 1.1 para uma ação sísmica do tipo I e uma zona sísmica de classe 2.3 para uma ação sísmica do tipo II.

Em função do zoneamento são retirados os seguintes valores da aceleração máxima de referência, $a_g R$,

Tabela 12 - Aceleração máxima de referência, a_{gR} . [16]

	Zona Sísmica	$a_{gR} [m/s^2]$
Ação Sísmica Tipo i	1.1	2,5
Ação Sísmica Tipo ii	2.3	1,7

Uma vez feita a caracterização das duas ações sísmicas, é também necessário definir o tipo de terreno onde será implantada a estrutura. A caracterização geológica do solo é feita com base em ensaios NSPT recolhidos no local e do perfil estratigráfico.

Devido à falta de informação mais detalhada, é feita uma caracterização do solo do local de implantação com base no artigo de J.M. Alvarinho Dias, de caracterização dos aspetos geológicos do litoral algarvio. É referido por este que o litoral Algarvio é caracterizado por arribas constituído por rochas de elevada diversidade litológica que vão desde o período jurássico até aos tempos mais atuais. Ao longo da costa desenvolvem-se tipos litológicos muito variados, nomeadamente xistos, calcários, conglomerados e rochas eruptivas.

De acordo com a informação recolhida é definido para o solo do promontório de Sagres um perfil estratigráfico constituído por rocha, a qual corresponde o tipo de terreno A, rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclui no máximo 5m de material mais fraco à superfície, segundo a tabela do NA do EC8.

Outro aspeto sem o qual o espectro de resposta não poderá ser definido é a classe de importância do edifício, sendo este nível definido de acordo com a informação da tabela 13.

Tabela 13 - Classe de importância dos tipos de edifícios. [16]

Classe de importância	Tipos de edifícios
I	Edifícios de pouca importância para a segurança público (e.g. edifícios agrícolas).
II	Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes.
III	Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade (e.g. escolas, centros culturais, etc.).
IV	Edifícios de importância vital cuja operacionalidade deve ser assegurada mesmo para um sismo muito forte (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de produção de energia, etc).

O monumento em estudo insere-se na classe de importância II, um edifício comum não pertencente a outras classes. Os coeficientes de importância γ_1 são indicados no Anexo Nacional e são considerados no espectro de resposta pela seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \quad (4.19)$$

Para a zona do Continente, o coeficiente de importância, γ_1 , assume um valor unitário tanto para a ação sísmica do tipo I, como para a ação sísmica do tipo II.

Finalizados os passos de caracterização do terreno e zonamento de território, procede-se agora à descrição e quantificação da ação sísmica através do espectro de resposta elástico. O espectro de resposta elástico fornecido pelo EC8 tem a forma indicada na figura 33, correspondendo analiticamente às expressões abaixo descritas onde são aplicados os parâmetros influenciadores da ação sísmica

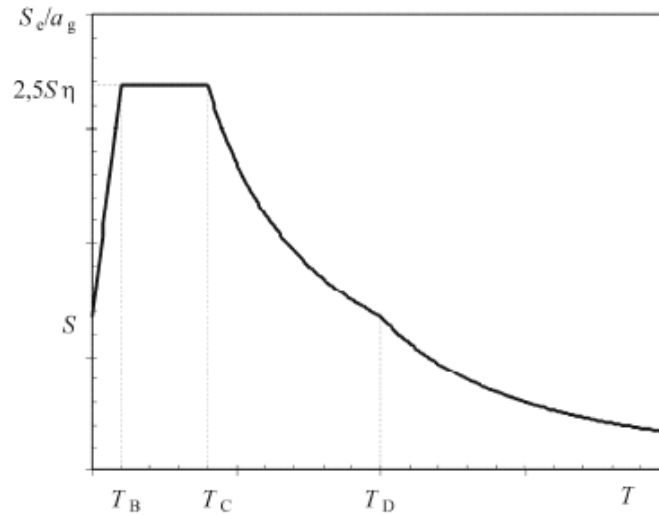


Fig. 33 - Espectro de ação sísmica. [16]

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (4.21)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (4.22)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (4.23)$$

em que:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico

T é o período de vibração da estrutura

a_g é a aceleração do projeto em rocha

S é o fator do solo

q é o coeficiente de comportamento

O EC define dois tipos de ações sísmicas, as quais são o sismo afastado, ação correspondente à ação sísmica do tipo I, e o sismo próximo, ação correspondente à ação sísmica do tipo II.

Consoante o tipo de terreno presente na zona de implantação e as duas ações sísmicas, são retirados do anexo nacional, os valores definidores do espectro de resposta elástico. Os valores dos períodos de retorno, T , a adotar para o tipo de terreno A são apresentados na tabela 14.

Tabela 14 - Períodos de retorno para as ações sísmicas. [16]

Ação Sísmica	$S_{máx}$	T_B	T_c	T_D
Tipo I	1.0	0.1	0.6	2.0
Tipo II	1.0	0.1	0.25	2.0

A definição do espectro de vibração sísmica da estrutura, implica o conhecimento da frequência de vibração, f , e do seu período de retorno, T . Procede-se com uma análise modal no modelo de elementos finitos, tendo-se obtido os principais modos de vibração para caracterização do comportamento do monumento às ações horizontais, cujos valores são apresentados na tabela 15.

Tabela 15 - Principais modos de vibração do monumento.

Modo	Período	Frequência	Tipo de deformação
1	0.815207	1.22668	horizontal
2	0.405049	2.46914	horizontal
3	0.363274	2.73020	horizontal
4	0.327697	3.05257	torção
5	0.274042	3.64908	torção
6	0.235836	4.2412	torção

Uma análise aos períodos de vibração obtidos permite inferir para a estrutura, modos de vibração correspondentes à zona de aceleração máxima do espectro de resposta do sismo a partir do segundo modo. Conclui-se assim que a análise dinâmica é indispensável para estudos de estabilidade.

Para a introdução dos espectros de cálculo no programa, foram efetuadas folhas de cálculo para ambos os espectros de ação sísmica (tipo I e tipo II). São ilustrados os espectros de cálculo obtidos para as respetivas ações sísmicas na figura 34.

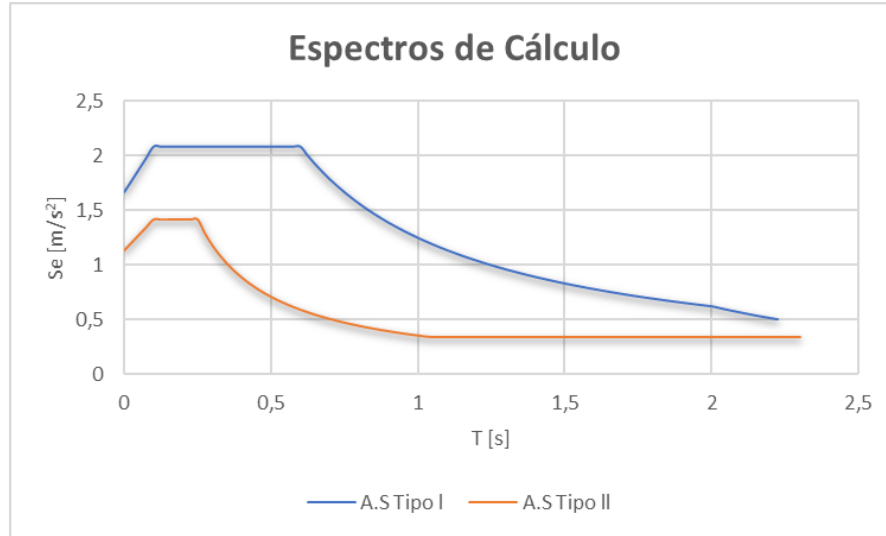


Fig. 34 - Espectro de cálculo da ação sísmica Tipo I e II.

4.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para a verificação da segurança estrutural do monumento em questão, é necessário ter em conta a probabilidade das ações não se desenvolverem isoladamente, nem em simultâneo com os seus valores característicos. Neste caso deve-se considerar as várias combinações de ações preconizadas pelos regulamentos, para os Estados Limites Últimos (ELU) e para os Estados Limite de Serviço (ELS).

Na realização das várias combinações possíveis teve-se como apoio o EC0.

De todas as combinações possíveis, escolhe-se as combinações mais condicionantes e só posteriormente se procede ao dimensionamento estrutural e respetivas verificações de segurança.

Os testes desenvolvidos pelo LNEC, apesar de verificarem a estabilidade e a conformidade do monumento para as solicitações de impacto mais significativo, não consideram a possibilidade da atuação em simultâneo de várias ações.

O EC0 define dois conjuntos de combinações para o ELU, um relativo à perda de equilíbrio estático da estrutura (EQU) e outro relacionado com a rotura ou deformação excessiva da estrutura (STR). Uma vez que as combinações STR são as mais críticas, apenas estas serão analisadas mais detalhadamente.

Para o ELS verifica-se se as situações de utilização do projeto são adequadas face aos requisitos existentes. Assim, para as verificações do ELS, foram consideradas combinações que dependem da duração do estado limite em causa, isto é, estados limites de longa duração (combinações quase-permanentes) (4.24), de curta duração (combinações frequentes) (4.25) e muito curta duração (combinações raras) (4.26). As três combinações são realizadas de acordo com os seguintes critérios, respetivamente.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.24)$$

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.25)$$

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.26)$$

Os coeficientes de majoração " γ " são indicados no EC0, e adotam valores unitários para todos os casos. [17]

Para as combinações do estado limite último foram consideradas as ações persistentes, transitórias e ações sísmicas, excluindo-se as ações acidentais. Para as situações de projeto persistentes, transitórias e ação sísmica, as combinações de ações definem-se respetivamente de acordo com os seguintes critérios,

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.27)$$

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_A A_{E,k} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.28)$$

Uma vez que o monumento em estudo tem uma geometria complexa e pouco usual, considera-se necessário um elevado número de combinações. A partir da realização destas combinações, é possível compreender melhor o comportamento estrutural e as combinações de solicitações mais críticas.

4.5.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

As combinações do ELU permitem quantificar os esforços máximos induzidos no monumento resultantes das ações atuantes. Os valores obtidos a partir destas combinações são numa fase posterior utilizados para o dimensionamento da armadura estrutural do monumento e no estudo da estabilidade.

As combinações apresentadas foram realizadas considerando apenas as cargas mais críticas. Cargas como a sobrecarga não são consideradas uma vez que os seus valores são pouco significativos quando comparadas com as restantes cargas.

- 1- Vento atuante na direção Este como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 2- Vento atuante na direção Oeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 3- Vento atuante na direção Este como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 4- Vento atuante na direção Oeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 5- Vento atuante na direção Sul como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 6- Vento atuante na direção Sul como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 7- Vento atuante na direção Norte como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 8- Vento atuante na direção Norte como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.

- 9-**Vento atuante na direção Noroeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 10-**Vento atuante na direção Noroeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 11-**Vento atuante na direção Nordeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 12-**Vento atuante na direção Nordeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 13-**Vento atuante na direção Sudeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 14-**Vento atuante na direção Sudeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 15-**Vento atuante na direção Sudoeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 16-**Vento atuante na direção Sudoeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 17-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Oeste como ação secundária.
- 18-**Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Oeste como ação secundária.
- 19-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Este como ação secundária.
- 20-**Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Este como ação secundária.
- 21-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Norte como ação secundária.
- 22-**Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Norte como ação secundária.
- 23-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Sul como ação secundária.
- 24-**Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Sul como ação secundária.
- 25-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Nordeste como ação secundária.
- 26-**Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Nordeste como ação secundária.
- 27-**Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Sudeste como ação secundária.

28-Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Sudeste como ação secundária.

29-Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Noroeste como ação secundária.

30-Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Noroeste como ação secundária.

31-Variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Sudoeste como ação secundária.

32-Variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Sudoeste como ação secundária.

A análise da ação sísmica deve ser efetuada para as duas direções ortogonais em planta combinadas, com a ação do sismo a 100% numa direção e 30% na direção ortogonal. A ação do vento, temperatura e sobrecarga nunca se combinam com a ação sísmica ($\psi_2=0$, de acordo com o quadro A1.1, EC0).

1- Ação sísmica na direção x como ação base e ação do sismo na direção y como ação secundária

2- Ação sísmica na direção y como ação base e ação do sismo na direção x como ação secundária

4.5.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

As combinações apresentadas neste subcapítulo referem-se ao ELS. É pretendido com estas combinações obter os deslocamentos máximos da estrutura em serviço, para que numa fase posterior se possa realizar verificações de deformações.

Combinações frequentes

- 1-** Combinação frequente com variação da temperatura uniforme positiva como ação base
- 2-** Combinação frequente com variação da temperatura uniforme negativa como ação base
- 3-** Combinação frequente com ação do vento Este como ação base
- 4-** Combinação frequente com ação do vento na Oeste como ação base
- 5-** Combinação frequente com ação do vento na direção Sul como ação base.
- 6-** Combinação frequente com ação do vento na direção Norte como ação base
- 7-** Combinação frequente com a ação do vento na direção Nordeste como ação base
- 8-** Combinação frequente com a ação do vento na direção Sudoeste como ação base.
- 9-** Combinação frequente com a ação do vento na direção Noroeste como ação base
- 10-** Combinação frequente com a ação do vento na direção Sudeste como ação base.

A combinação frequente mais condicionante para a estrutura do arco é a combinação 2. Verifica-se para a zona de secção de fecho do arco um deslocamento máximo de 35,4 mm na direção x e -33mm na direção z.

As deformadas mais condicionantes na zona da torre ocorrem para três combinações. Na combinação 2, verifica-se na cota mais alta da torre uma deformada horizontal de 10,5 mm na direção y e 6,5 mm na direção x. Para a combinação frequente 7 e 8, a deformada horizontal da torre é de 7,3 mm na direção x e 6,7 mm na direção y. A deformação vertical mais gravosa também ocorre para a combinação frequente 2 com um valor de 10,9 mm.

A combinação 2 é então a mais condicionante. A deformada da referida combinação pode ser observada na figura 35.

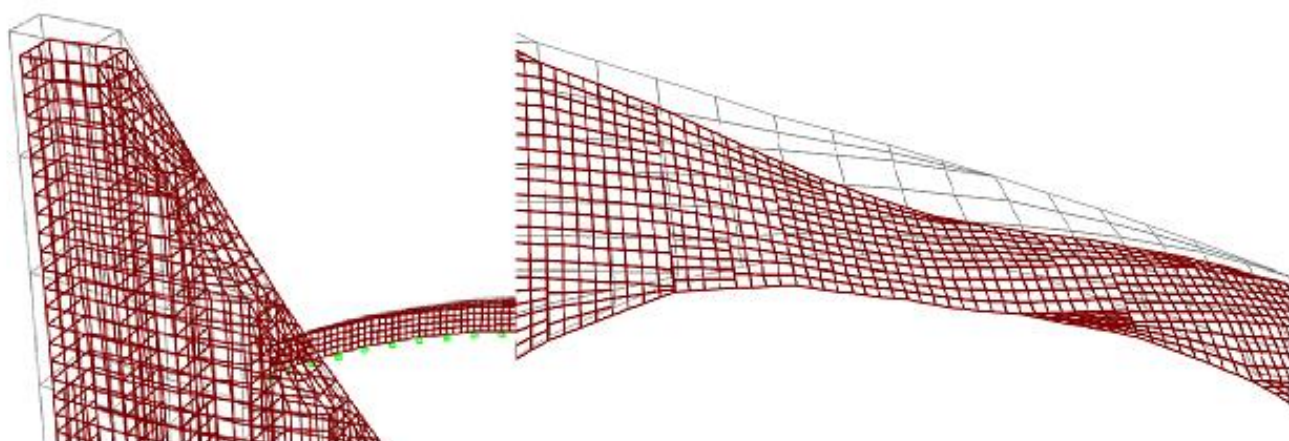


Fig. 35 - Deformada da combinação frequente 2 no elemento da torre e do arco.

Combinações raras

- 11- Combinação rara com a variação da temperatura uniforme positiva como ação base e ação do vento na direção Este como ação secundária.
- 12- Combinação rara com a variação da temperatura uniforme positiva como ação base e ação do vento na direção Oeste como ação secundária.
- 13- Combinação rara com a variação da temperatura uniforme positiva como ação base e ação do vento na direção sudeste como ação secundária
- 14- Combinação rara com a variação da temperatura uniforme positiva como ação base e ação do vento na direção Noroeste como ação secundária.
- 15- Combinação rara com variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Sul como ação variável.
- 16- Combinação rara com variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Sudoeste como ação variável.
- 17- Combinação rara com variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Nordeste como ação variável.
- 18- Combinação rara com variação uniforme da temperatura positiva como ação base e ação do vento na direção Norte como ação secundária.

- 19- Combinação rara com a ação do vento na direção Norte como ação base e variação da temperatura uniforme positiva como ação secundária.
- 20- Combinação rara com a ação do vento na direção Sul como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 21- Combinação rara com a ação do vento na direção Sul como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 22- Combinação rara com a ação do vento na direção Norte como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 23- Combinação rara com a ação do vento na direção Sudeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 24- Combinação rara com a ação do vento na direção Noroeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 25- Combinação rara com a ação do vento na direção Sudeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 26- Combinação rara com a ação do vento na direção Noroeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 27- Combinação rara com a ação do vento na direção Sudoeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 28- Combinação rara com a ação do vento na direção Nordeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 29- Combinação rara com a ação do vento na direção Sudoeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 30- Combinação rara com a ação do vento na direção Nordeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 31- Combinação rara com a ação do vento na direção Este como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 32- Combinação rara com a ação do vento na direção Este como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 33- Combinação rara com a ação do vento na direção Oeste como ação base e variação uniforme da temperatura positiva como ação secundária.
- 34- Combinação rara com a ação do vento na direção Oeste como ação base e variação uniforme da temperatura negativa como ação secundária.
- 35- Combinação rara com a variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Este como ação secundária.
- 36- Combinação rara com a variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento na direção Oeste como ação secundária.
- 37- Combinação rara com a variação da temperatura uniforme negativa como ação base e ação do vento na direção Sul como ação secundária.

- 38- Combinação rara com a variação uniforme negativa da temperatura como ação base e ação do vento na direção Norte como ação secundária.
- 39- Combinação rara com a variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento com direção Noroeste como ação secundária.
- 40- Combinação rara com a variação uniforme negativa da temperatura como ação base e ação do vento na direção Sudeste como ação secundária.
- 41- Combinação rara com a variação uniforme da temperatura negativa como ação base e ação do vento com direção Nordeste como ação secundária.
- 42- Combinação rara com a variação uniforme negativa da temperatura como ação base e ação do vento na direção Sudoeste como ação secundária.

A deformadas de valores mais gravosos para o elemento do arco resultam das combinações de ações que admitem a variação uniforme da temperatura negativa como ação base, ou seja, da combinação 35 à combinação 42. Os deslocamentos verificados para estas combinações apresentam resultados semelhantes, com valores de deslocamentos próximos dos 59 mm na direção horizontal e dos 50 mm na direção vertical.

As combinações de ações 33 e 36 são as mais condicionantes para o elemento da torre. A deformada atinge os 19,1 mm na direção horizontal e os 13 mm na direção vertical para a combinação 33. Da combinação 36 resultam deformações horizontais de 20,6 mm e deformações verticais de 16,6 mm.

É concluído que a combinação 36 é a mais condicionante. A respetiva deformada para o elemento do arco e da torre pode ser observada na figura 36.

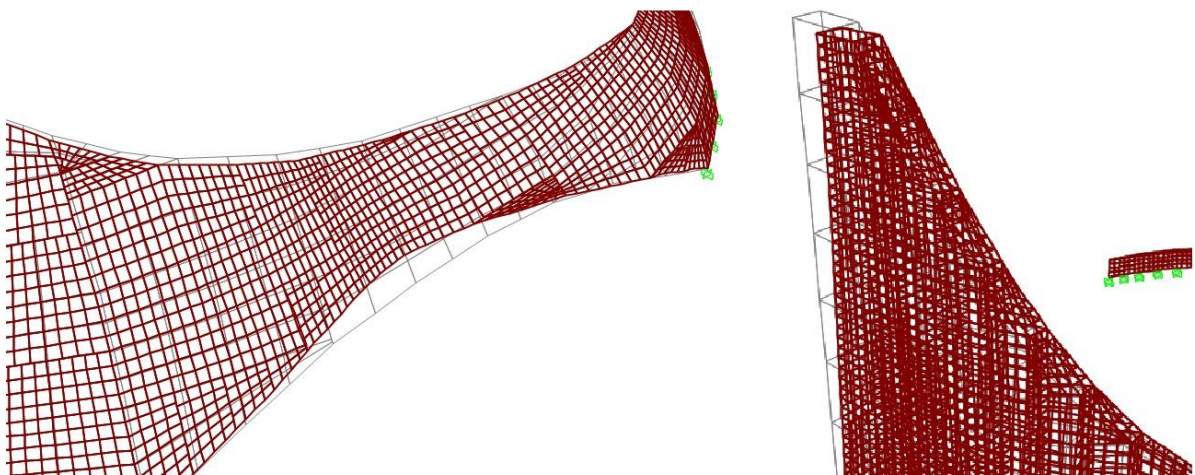


Fig. 36 - Deformada combinação rara 36 para o elemento arco e torre.

5

ANÁLISE DE RESULTADOS

É apresentado neste capítulo uma análise comparativa entre as tensões obtidas pelo ensaio do modelo reduzido em perspex e as tensões obtidas no modelo de elementos finitos desenvolvido da estrutura real em betão. As tensões do modelo reduzido apresentadas são referentes às tensões convertidas às do modelo real pela aplicação das relações de semelhança descritas no capítulo 2.

As tensões foram lidas para os pontos de localização de extensómetros, representados na figura 15.

5.1. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS PARA A AÇÃO DO VENTO

5.1.1. SOLICITAÇÃO A

No ensaio realizado para a hipótese do vento A, obtiveram-se deslocamentos na extremidade da torre (ponto à cota 100) na direção da aplicação das forças de 1.05 mm no modelo. Com as relações de semelhança realizadas chegou-se a um deslocamento no protótipo correspondente a 27,5 mm.

Para a realização de uma comparação em termos quantitativos, aplicou-se no modelo de casca global desenvolvido, a ação equivalente à aplicada pelo LNEC para posteriormente se verificar o deslocamento da torre. É obtido para o ponto da extremidade da torre à cota 100 um deslocamento máximo de 19,9 mm na direção da aplicação das forças.

O deslocamento observado no modelo de cálculo apresenta um valor 27,6% inferior ao deslocamento do modelo de ensaio.

Tabela 16 - Comparação de deslocamentos entre o modelo físico e o modelo de cálculo.

	Modelo LNEC	Modelo FEM
Deslocamento	$27,5 \times 10^{-3}$	$19,9 \times 10^{-3}$
Carga	294,17 kN	294,17
Rigidez	10697	14782

Verifica-se assim que o modelo de casca desenvolvido apresenta uma rigidez 1,38 vezes superior na zona da torre em comparação com o modelo à escala. Conclui-se assim que o modelo desenvolvido neste trabalho e consequentemente os esforços obtidos deste, apresentam resultados mais conservativos em comparação com os do modelo físico na zona da torre.

Os valores das tensões obtidas por ambos os métodos em todos os extensómetros são apresentados no anexo 1.

Para os extensómetros instalados ao nível da base do monumento foram lidas tensões com valores muito semelhantes aos do ensaio físico, tanto para a aplicação da força no paramento interior como no paramento exterior. No desenvolvimento da curva parabólica superior do monumento, os valores das tensões do modelo de cálculo são semelhantes às do modelo físico até à junta J3, mas sempre de valores mais conservativos. A partir desta junta, as tensões obtidas pelo modelo numérico são de um modo geral inferiores às do modelo físico.

Verifica-se que o mesmo fenómeno ocorre nos extensómetros instalados na curva inferior do arco. As tensões retiradas do modelo de elementos finitos apresentam valores inferiores em comparação com as tensões do modelo físico para ambas as solicitações. São apresentados na figura 37 e 38, gráficos de dispersão com os registos das tensões dos dois modelos, onde é possível observar os fenómenos descritos anteriormente.

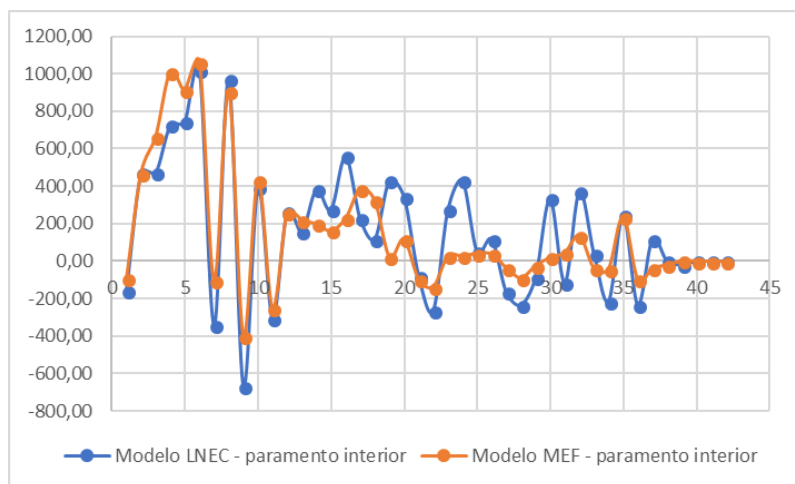


Fig. 37 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros para os dois modelos do estudo da ação do vento ao nível do paramento interior.

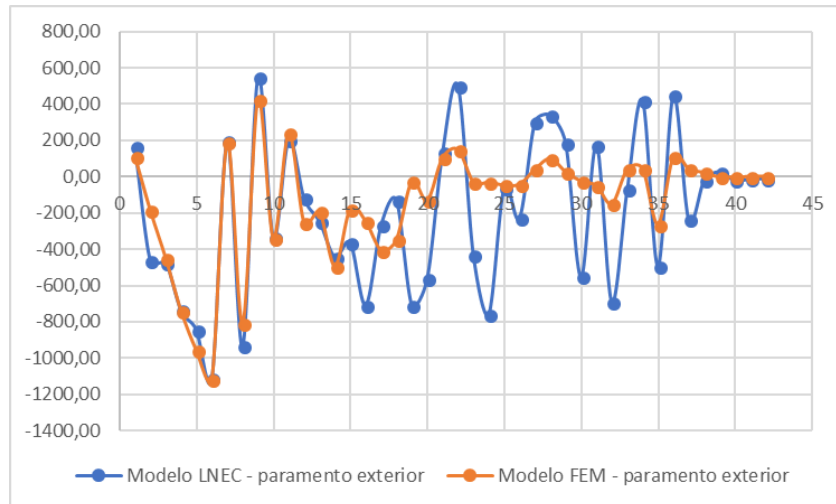


Fig. 38 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros para os dois modelos do estudo da ação do vento ao nível do paramento exterior.

A solicitação A estuda a pressão do vento para uma ação direta no elemento da torre (da junta J0 à J2), o que leva à ocorrência de maiores tensões na zona da torre, com uma diminuição progressiva das tensões até ao extensómetro 42. Dos extensómetros 37 ao 42 são registados valores muito próximos de zero, sendo-lhes atribuída pouca importância.

5.1.2. SOLICITAÇÃO B

Na solicitação B a área sujeita à pressão do vento está compreendida entre a junta J2 e junta J3, logo é para os extensómetros localizados nesta zona que se produzem as maiores tensões. A nível global as tensões registadas para os extensómetros fora desta área são pequenas e verifica-se uma tendência para a diminuição de tensões com o afastamento da área carregada. Como mencionado anteriormente, neste ensaio foram apenas retirados resultados para a ação da carga sobre o paramento exterior e para complementar este fator, foi também necessário triplicar a carga aplicada para que se pudessem obter tensões de valores significativos.

Os valores lidos para o modelo de elementos finitos apresentam-se semelhantes aos retirados do ensaio pelo LNEC e sem a ocorrência de grandes discrepâncias, como se pode observar pelo gráfico de dispersão apresentado na figura 39. O maior erro relativo verificado, ocorre para o extensómetro 10, com um valor de 4,22.

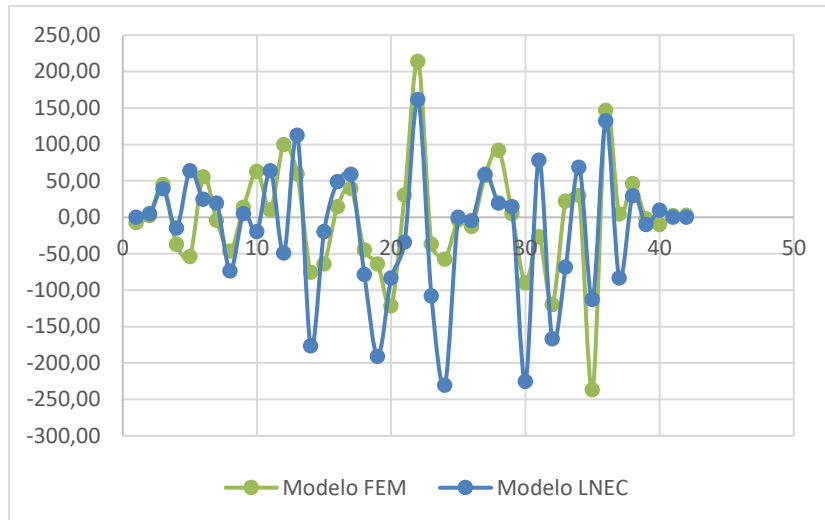


Fig. 39 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas para todos os extensómetros para os dois modelos.

Desprezando a zona onde o carregamento é aplicado, pode-se verificar que o betão desenvolve tensões pequenas para o modelo de elementos finitos e com um valor máximo de compressão e tração respetivamente de 237 kPa e 150 kPa. São apresentadas no anexo 2 as tensões obtidas pelos dois métodos.

5.1.3. SOLICITAÇÃO C

O processo de análise e comparação de resultados para esta solicitação tem limitações uma vez que as tensões do modelo resultantes da aplicação da ação direta do vento sobre o paramento exterior e o interior adquirem valores iguais e simétricos.

É registada uma semelhança de tensões maior para a ação direta do vento sobre o paramento exterior, uma vez que os erros relativos são inferiores na mesma e como se pode concluir através da observação dos gráficos de dispersão, ilustrados na figura 40 e 41, há uma maior semelhança de valores para a ação atuante no paramento exterior. É realizada então uma análise comparativa focada na ação do vento sobre o paramento exterior.

São apresentados no anexo 3 os valores das tensões obtidos por ambos os métodos em todos os extensómetros.

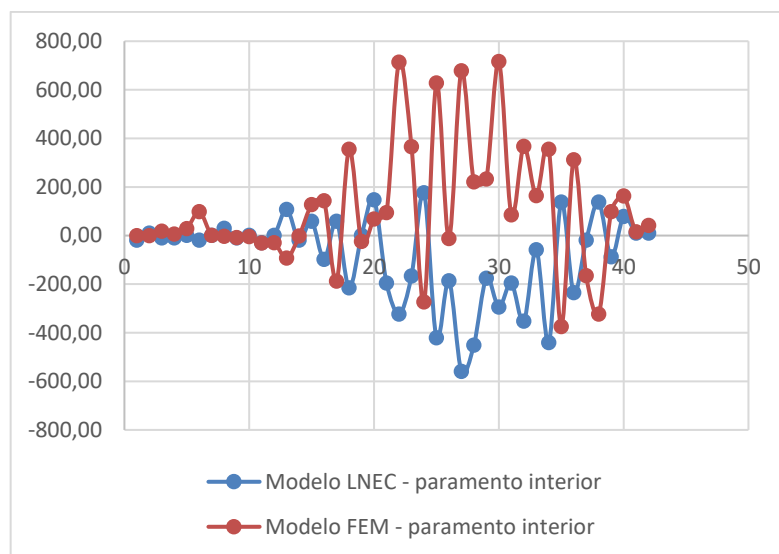


Fig. 40 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para a aplicação da carga no paramento interior.

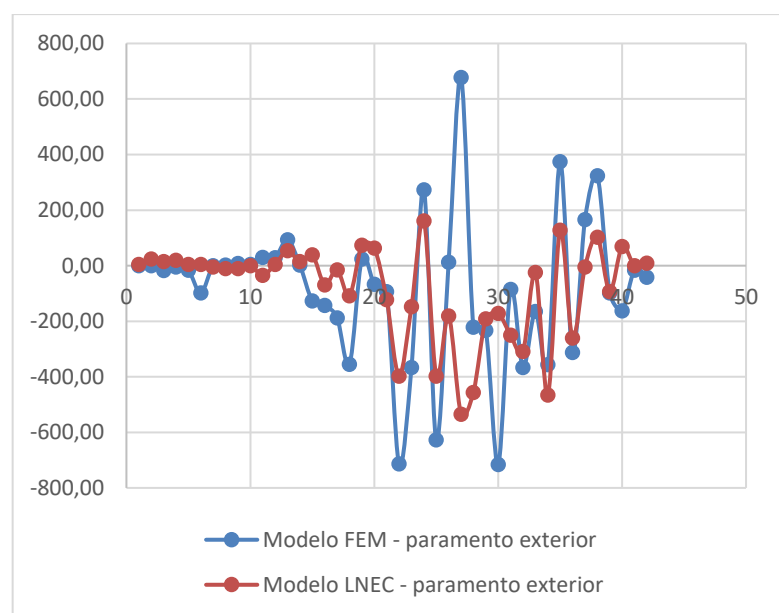


Fig. 41 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para a aplicação da carga no paramento exterior.

A observação do gráfico de dispersão da figura 41, permite concluir que os esforços de compressão se desenvolvem com maior amplitude no modelo de elementos finitos, especialmente nos extensómetros instalados no arco.

Não obstante a superioridade de tensões retiradas pelo modelo de casca da estrutura real, é possível observar uma semelhança entre as curvas de desenvolvimento de tensões ao longo de todos os extensómetros. A maior discrepância de tensões é registada para os extensómetros instalados na secção de fecho do arco, como no extensómetro 27 onde no modelo FEM ocorrem esforços de tração, enquanto

no modelo do LNEC aparecem esforços de compressão. A variação relativa de valores para este mesmo ponto é igual a 2,3.

O desenvolvimento de tensões acontece com maior amplitude na área do arco, uma vez que é este o elemento que é carregado com a ação direta do vento. As tensões lidas para os pontos instalados à cota 0 são muito pequenas em ambos os ensaios, denotando-se um aumento nos apoios coincidentes com o início do desenvolvimento do arco.

É realizada também uma comparação entre os deslocamentos obtidos para a secção de fecho do arco para os dois modelos e, os seus valores podem ser observados na seguinte tabela.

Tabela 17 - Comparação de deslocamentos entre o modelo físico e o modelo de cálculo.

	Modelo LNEC	Modelo FEM
Deslocamento	$5,5 \times 10^{-3}$	$1,9 \times 10^{-3}$
Carga	23,53 kN	23,53 kN
Rigidez	4278	12384

Verifica-se para o modelo de cálculo um deslocamento inferior na secção de fecho do arco, em comparação com a do modelo físico. Conclui-se que a secção do arco do modelo desenvolvido é 2,9 vezes mais rígida que a secção do arco do modelo reduzido de perspex. Por sua vez os esforços que surgem para esta secção no modelo numérico apresentam-se mais conservativos.

5.1.4. SOLICITAÇÃO D

A realização de uma comparação dos valores obtidos, em geral, permite concluir que para o estudo da solicitação em questão, surgem esforços equivalentes no modelo de elementos finitos e no modelo de ensaio, como se pode observar pelo gráfico de dispersão da figura 42.

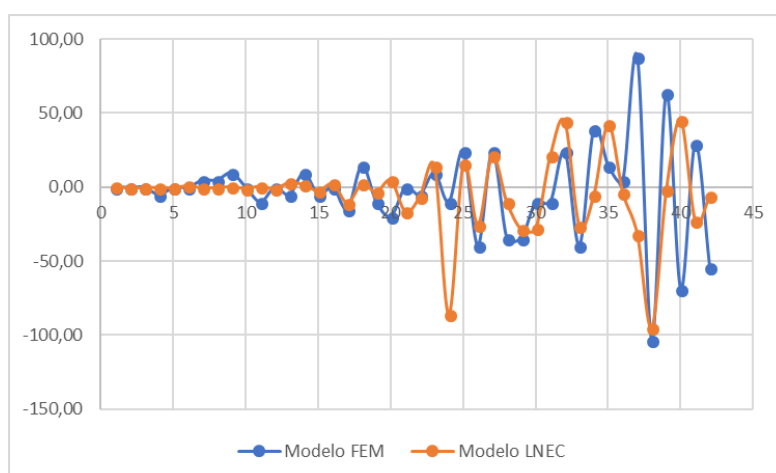


Fig. 42 - Gráfico de dispersão das tensões obtidas em todos os extensómetros dos dois modelos para aplicação da carga no paramento exterior.

A tabela com os valores das tensões obtidos a partir dos dois métodos pode ser observada no anexo 4.

A realização de uma análise comparativa focada na área estrutural do arco permite inferir que os resultados obtidos do modelo de cálculo apresentam valores mais conservativos, nomeadamente para a área de carregamento. O valor mais díspar observado em relação a todos os extensómetros ocorre para o extensómetro 37, que corresponde a um apoio do modelo.

Devido aos baixos valores de esforços retirados para o ensaio da solicitação D, em comparação com os esforços retirados das outras solicitações do vento, confirma-se a reduzida importância estrutural da área incluída a partir da junta J5 para a estabilidade global do monumento.

5.2 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS PARA A AÇÃO DA TEMPERATURA

Como descrito no capítulo anterior, a solicitação da variação uniforme da temperatura é realizada com uma simplificação. A imposição de um deslocamento ao nível dos apoios permitiu a simulação de uma variação uniforme da temperatura de -15°C .

Para o modelo desenvolvido com recurso ao software SAP2000 foram estudadas as tensões para duas ações, uma variação uniforme de temperatura de -15°C a nível global e um deslocamento equivalente ao do ensaio realizado pelo LNEC, ao nível dos apoios do arco.

Após a aplicação de ambas as ações no modelo de cálculo, é realizada uma análise comparativa entre os as tensões retiradas dos dois modelos. As tabelas com os registos das tensões podem ser observadas no anexo 5.

Para a ação da temperatura global os extensómetros colocados à cota 0 são desprezados uma vez que, correspondem a zonas de apoios e procede-se com a comparação de esforços para os extensómetros instalados no desenvolvimento parabólico superior do monumento e no desenvolvimento inferior do arco. No estudo da ação correspondente ao deslocamento dos apoios do arco, opta-se por desprezar somente as tensões que surgem na zona de aplicação da carga, ou seja, os apoios do arco.

É concluído que o desenvolvimento de tensões é semelhante para as duas ações estudadas relativamente aos resultados do estudo do modelo reduzido e que os esforços retirados a partir do modelo FEM são mais gravosos, tal como ocorrido na análise da solicitação da ação do vento.

Focando a análise na curva parabólica superior do monumento, conclui-se que os valores tensionais obtidos de ambas as ações divergem dos valores do modelo físico com esforços superiores, no entanto a ação para a qual se observa tensões mais semelhantes é a variação uniforme da temperatura global.

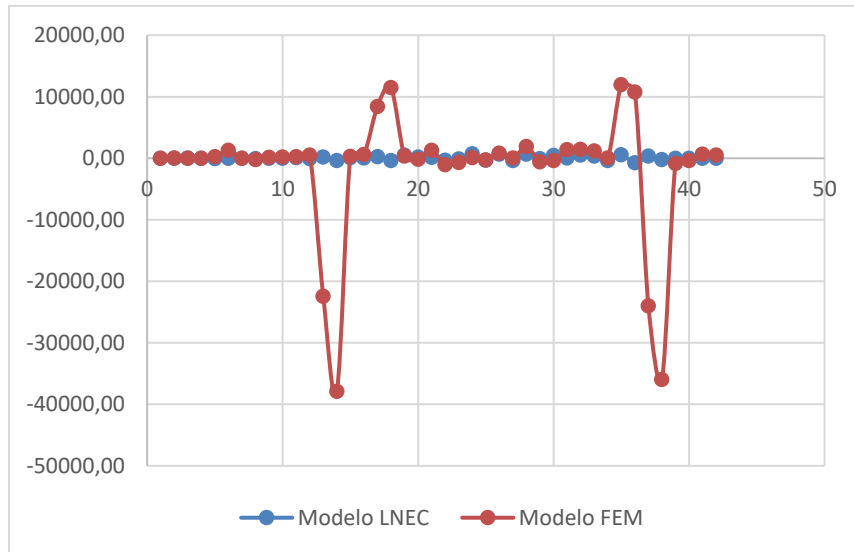


Fig. 43 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a imposição do deslocamento de apoios do arco.

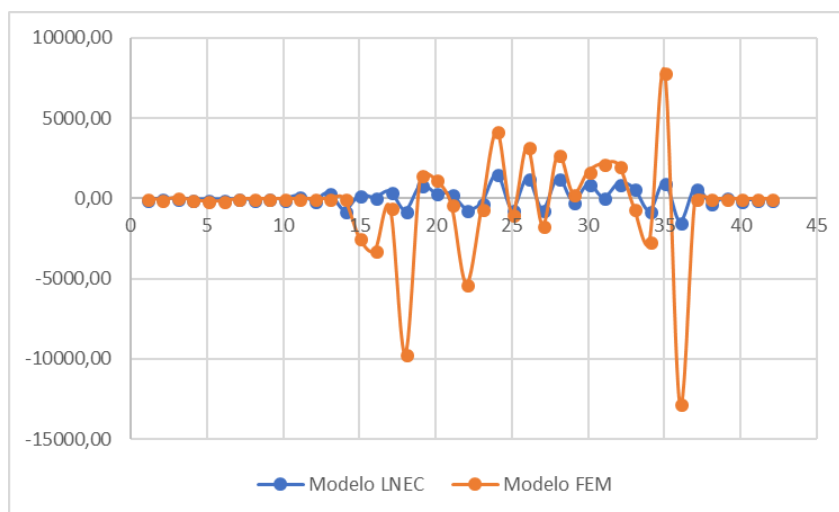


Fig. 44 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a variação da temperatura de -15 °C.

A zona da curva inferior do arco do monumento apresenta esforços de tração e de compressão mais conservativos no modelo FEM. A situação referida anteriormente ocorre para a ação do deslocamento de apoios e da ação da temperatura global, como se pode verificar pelos gráficos de dispersão apresentados na figura 45 e 46.

A aplicação da ação uniforme da temperatura e da imposição do deslocamento de apoio no modelo de cálculo permite concluir que o estudo da ação da temperatura no modelo à escala através da imposição do deslocamento dos apoios do arco é a forma mais realista para a realização de uma análise estrutural focada na mesma.

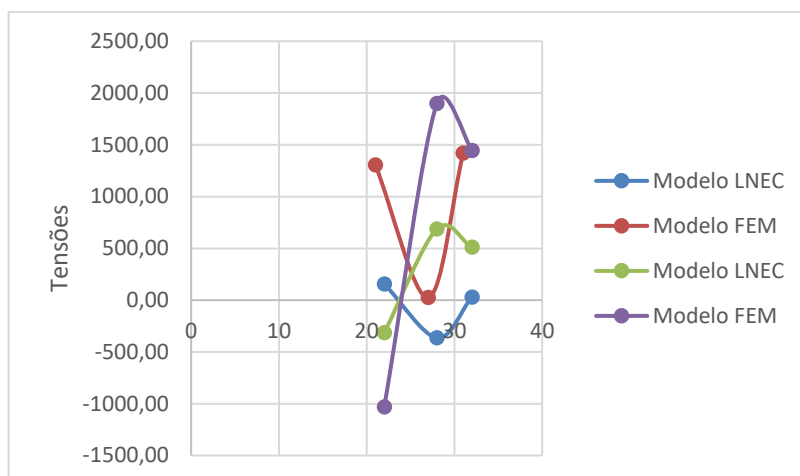


Fig. 45 - Desenvolvimento de tensões na curva inferior do arco dos dois modelos para a imposição do deslocamento de apoios do arco.

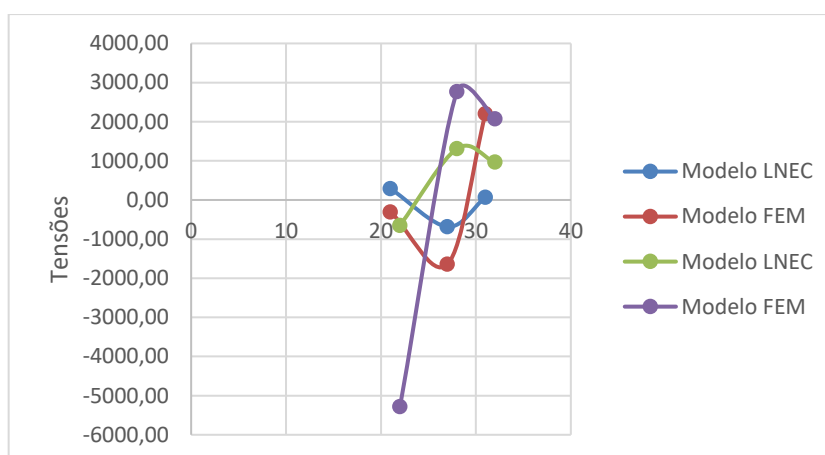


Fig. 46 - Desenvolvimento de tensões na curva inferior do arco dos dois modelos para uma aplicação de uma variação uniforme de temperatura global.

É concluído que os valores do modelo de cálculo são mais conservativos que os do modelo reduzido de perspex, e que a área mais desestabilizada pela ação da variação uniforme da temperatura é o arco.

5.3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA AÇÃO DO PESO PRÓPRIO

São verificados no modelo de cálculo, esforços de valores mais gravosos que os do modelo físico segundo uma análise global. Para as tensões que surgem nos extensómetros instalados na zona da torre, são retirados do modelo de cálculo valores semelhantes aos do modelo à escala, no entanto, observa-se a ocorrência de grandes discrepâncias para a estrutura do arco no qual são registados esforços de compressão mais gravosos.

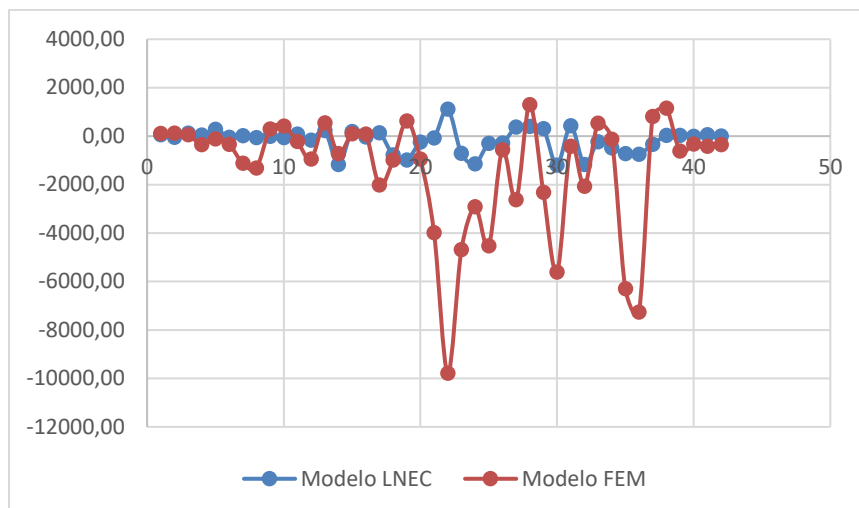


Fig. 47 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a ação do peso próprio.

A maior variação é verificada para o extensómetro 22, para o qual ocorre uma tensão de compressão, enquanto no modelo reduzido surge um esforço de tração. As tabelas com os registos dos valores obtidos pelos dois modelos são apresentadas no anexo 6.

5.4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA AÇÃO SÍSMICA

O estudo da ação sísmica no modelo de escala reduzida simula a aceleração horizontal somente na área do arco, com uma direção normal ao eixo do mesmo. Para efeitos de simulação da ação da aceleração horizontal sísmica no modelo de cálculo, é aplicada também uma aceleração na direção x com o mesmo valor.

Devido ao simples facto de o software atribuir automaticamente a aceleração imposta a todos os apoios da estrutura, existem limitações na realização da análise comparativa.

A tabela com o registo das tensões obtidas dos dois modelos pode ser observada no anexo 9.

No ensaio do modelo à escala, as tensões resultantes da ação sísmica são baixas e consideradas de pouca importância no estudo da estabilidade da estrutura e, o mesmo fenómeno é verificado na análise ao modelo FEM, no qual são retirados valores de tensões igualmente pouco significativos.

Os maiores valores são lidos para os extensómetros instalados à cota zero do monumento, ou seja, a sua base. Como a estes extensómetros correspondem zonas de apoios às quais é imposta a aceleração sísmica, zonas que devem então ser desprezadas no cálculo da estabilidade estrutural.

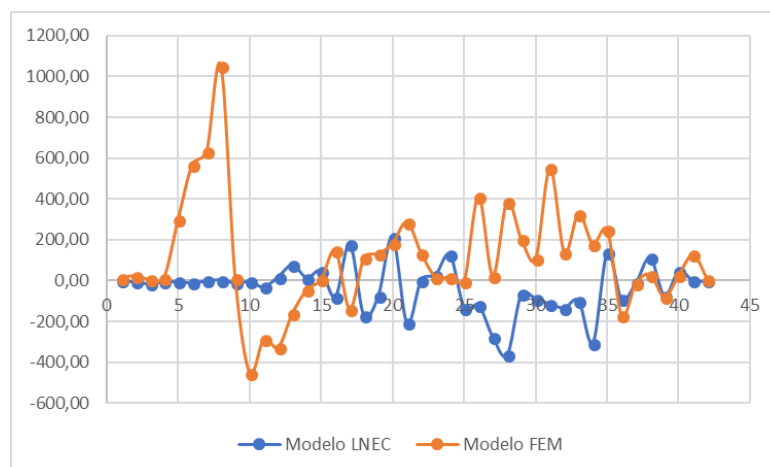


Fig. 48 - Gráfico de dispersão das tensões do monumento nos dois modelos estudados para a ação sísmica.

Os valores do modelo de cálculo são mais conservativos. Para o elemento do arco do modelo FEM surgem esforços de tração que contrastam com os esforços de compressão do modelo físico, como verificado pelo gráfico de dispersão de valores apresentado na figura 48. Em ambos os ensaios, a torre é pouco afetada pela vibração sísmica.

No modelo FEM, a tensão de tração mais gravosa ocorre para o extensómetro 6, onde se regista uma tensão de 569,63 KPa. Já no modelo físico ocorre para o extensómetro 20 com um esforço de 215,75 KPa. Ambos os extensómetros se situam na curva superior do monumento, podendo por isso supor-se que esta será a área mais suscetível à vibração sísmica.

5.5. DISCUSSÃO FINAL

A comparação das tensões adquiridas pelo método dos elementos finitos com as do modelo físico tem como objetivo verificar a fiabilidade do método realizado nos anos 50. Os métodos atuais de modelação envolvem uma série de fatores externos relevantes que influenciam os resultados obtidos, tais como, as dimensões e o refinamento da malha, os contactos de fixação do corpo e simplificações da geometria estrutural. Observe-se por exemplo que quanto mais refinada for a malha de elementos finitos adotada, (com menores elementos em maior quantidade), maior e melhor é o grau de aproximação dos resultados do problema estrutural.

Após o processo da análise de tensões e deslocamentos para as ações condicionantes da estrutura em estudo, é possível concluir que os valores das tensões obtidas pelo modelo de elementos finitos apresentam mais semelhanças para a zona da torre e uma maior divergência para a zona do arco. É assumido que a disparidade de resultados observada na zona do arco surge associada a razões diretamente relacionadas com as simplificações geométricas adotadas na modelação do monumento.

A tensão que atua numa estrutura é calculada a partir da seguinte expressão,

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \times y + \frac{M_y}{I_y} \times x \quad (5.1)$$

onde,

N é o esforço axial

M_x e M_y é o momento de flexão em torno do eixo x e y respetivamente.

A é a área da secção

I_x e I_y é o momento de inércia em torno do eixo x e y respetivamente.

Como se verifica pela expressão 5.1, as tensões de uma secção dependem não só dos esforços induzidos devido às ações de cargas, mas, também dependem da geometria da referida secção. Uma vez que o software em qual se modelou a estrutura não permite a modelação de formas parabólicas, atribuiu-se uma variação linear em comprimento e em altura para todos os elementos *Shell* do monumento.

As diferentes situações de encastramento dos dois modelos alvo de comparação devem ser também mencionadas. Enquanto no modelo físico o encastramento do monumento é realizado para toda a base ao nível da cota zero, no modelo de elementos finitos foram adotados encastramentos nos nós dos elementos de casca cotados ao nível do piso.

Para além dos fatores previamente mencionados, não deve ser ignorado que no estudo do modelo físico foi desprezada uma pequena parte estrutural do monumento enquanto por outro lado, o modelo de elementos finitos foi definido na totalidade. Apesar desta parte adquirir pouca importância estrutural no conjunto global, não deixa de ser capaz de induzir diferenças para os estados de tensão.

A análise dos resultados retirados a partir dos dois métodos permite concluir que, apesar dos resultados mais gravosos obtidos a partir do modelo de elementos finitos, nenhum dos métodos é inviável e que, devem ser utilizados ambos os procedimentos no cálculo de estruturas onde a sua aplicação é justificável, tal como a do caso em estudo.

5.6. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

É realizada em adição às comparações de deslocamentos para as mesmas cargas, uma comparação quantitativa entre os deslocamentos máximos obtidos pela realização de combinações do ELS e dos deslocamentos obtidos pelo ensaio do modelo físico.

São analisados em primeiro lugar os deslocamentos retirados para a secção do fecho do arco. Os seus valores podem ser observados na tabela 18.

Tabela 18 - Deslocamentos da secção de fecho do arco.

	Modelo LNEC	Combinações ELS
Deslocamento	31 mm	50,5 mm

A diferença percentual entre o deslocamento resultante da combinação de ação e o deslocamento do modelo à escala na secção de fecho do arco é de 63%. A disparidade associada a estes dois valores resulta da diferença de ações consideradas. O deslocamento obtido do modelo de cálculo resulta da combinação de ações entre a variação uniforme da temperatura e a ação do vento, que foram quantificadas pelas normas europeias em vigor, os EC. Enquanto isso, o deslocamento da secção do fecho do arco do modelo físico resulta somente da ação da variação uniforme da temperatura.

O estudo estrutural do arco pelas normas europeias em vigor em comparação com o estudo de 1954 resultou em valores finais mais gravosos.

As combinações para as quais se registaram deslocamentos de maior magnitude incluem a variação da temperatura como ação base. Conclui-se então que a ação da variação da temperatura é a mais condicionante para o estudo da estabilidade do arco tendo em conta que as deformações mais condicionantes no mesmo advém da ação desta.

São comparados de seguida os deslocamentos máximos observados para a cota mais alta da torre. Os valores obtidos são apresentados na tabela 19.

Tabela 19 - Deslocamento para a cota 100 da torre.

	Modelo LNEC	Combinações ELS
Deslocamento	27,5 mm	20,6 mm

A diferença percentual entre os dois deslocamentos é de 25% e esta disparidade de valores vem associada às ações atuantes sobre o monumento e à sua combinação. O deslocamento obtido do modelo físico resultou da aplicação da ação direta do vento sobre a zona da torre. O deslocamento máximo registado para o modelo de cálculo é resultante da combinação de ações da variação uniforme da temperatura e da ação direta do vento sobre o paramento interior atuante na torre.

Para a zona em estudo, a quantificação de ações pelo EC resultou em valores menos gravosos, mesmo que tenha sido realizada a associação entre cargas. Em comum aos dois valores surge a ação direta do vento sobre a torre, o que permite inferir que este é o fator condicionante no estudo da estabilidade estrutural.

6

MATERIAIS

A descrição e a definição do material a utilizar no monumento são importantes para uma melhor perceção do trabalho que está a ser desenvolvido.

Neste projeto o material escolhido não teve como principal fator o económico, mas resultou de novas possibilidades técnicas e também novas conceções estéticas adquiridas nos anos 50. Para além destes motivos, os materiais constituintes escolhidos permitiam adotar um método construtivo simples e de eficiente realização.

Assim é optado por realizar este projeto em betão armado. Sem este material e sem os métodos construtivos atuais, a sua exequibilidade estaria fatalmente comprometida. O material escolhido não se trata de algo propriamente novo, mas, de um material que já era rigorosamente estudado e com grande aplicação nas grandes obras de engenharia.

6.1. BETÃO

O betão é um material de comportamento satisfatório quando exposto a agentes severos de longa duração, todavia, fatores como a localização tem repercussões no comportamento estrutural do monumento em questão.

A deterioração precoce de estruturas de betão armado é habitual, não só em estruturas em contacto direto permanente com a água salgada, mas também naquelas, que não estando em contacto direto com água, se encontram edificadas junto à costa, onde ocorre o transporte de cloretos por ação do vento.

O fraco comportamento estrutural do betão, quando inserido em ambientes marítimos, deve-se na maioria dos casos à contaminação dos cloretos das águas marinhas. A ultrapassagem do limite crítico de cloretos leva à destruição das películas de óxidos de ferro que envolvem as armaduras e as protegem dos agentes agressivos, dando assim início ao processo de corrosão. [18] Em adição ao efeito da ação proveniente da água dos cloretos do mar, existe também a humidade, que é um agente agressor a atuar constantemente no material empregado.

Segundo os fatores mencionados anteriormente, deve proceder-se com uma escolha cuidadosa do tipo de betão a aplicar através de estudos, de modo a garantir a durabilidade assim como assegurar a manutenção do aspeto estético. O processo de escolha da qualidade de betão é realizado de acordo com as especificações da norma do Eurocódigo 2 (EC2).

Em primeiro lugar é necessário determinar o ambiente e a classe de exposição. Na realização desta tarefa recorre-se ao Quadro 4.1 do EC2, onde são expostas as classes de exposição do betão em função das condições ambientais.

Tabela 20 - Classes de exposição do betão em função das condições ambientais. [19]

Classe	Ambiente	Exemplos
XS1	Ar transportando sais marinhos mas sem contacto direto com a água do mar	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade
XS2	Submersão permanente	Partes de estruturas marítimas
XS3	Zonas de marés, de rebentação ou de salpicos	Partes de estruturas marítimas

Segundo o EC2 a classe de exposição que deve ser considerada é a classe XS1, uma vez que se trata de uma estrutura exposta à ação dos cloretos da água do mar, mas não em contacto direto com a mesma.

Uma vez definida a classe de exposição a que o betão estará exposto, procede-se à escolha da classe de betão a empregar de acordo com a resistência mínima necessária para esse mesmo ambiente, como definido na tabela E1.N do EC2. Daqui se deduz que o betão terá de apresentar uma resistência mínima de 30 MPa.

Tabela 21 - Classes indicativas de resistência. [19]

	Corrosão									
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos			Corrosão induzida pelos cloretos da água do mar		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicativa de resistência	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45		C30/37		C35/45

O material escolhido para a realização da superestrutura será então o betão de classe C30/37.

As características deste material são as seguintes:

- Módulo de Young aos 28 dias: $E = 33\,000\,000\text{ kPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica: $\alpha = 10^{-5}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
- Densidade: $\rho = 2500\text{ kg/m}^3$
- Resistência característica do betão à compressão de 30 MPa

A escolha de um betão de durabilidade conveniente, que tenha em vista a sua proteção e a das armaduras contra a corrosão deve passar não só pela classe de exposição, mas também por uma apreciação da

composição do betão. Estudos mais detalhados deverão ser realizados no futuro para uma adequada seleção da composição do betão.

6.2. Aço

Para a armadura será especificado um aço de classe S355, com as seguintes características:

- Densidade: $\rho=7,850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Young: $E=210\,000\,000 \text{ kPa}$
- Módulo de rigidez distorcional: $G=81\,000\,000 \text{ kPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica: $\alpha=1.5 \times 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Tensão de cedência: $f_y= 335 \text{ N/mm}^2$
- Tensão última à tração: $f_u=490 \text{ N/mm}^2$

Concluída a etapa de escolha do tipo de betão, procede-se ao cálculo do recobrimento mínimo para as armaduras dos elementos de betão armado. Segundo a norma, o recobrimento é calculado a partir da seguinte expressão:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta_r \quad (6.1)$$

onde,

c_{nom} é o recobrimento nominal

c_{min} é o recobrimento mínimo

Δ_r é o recobrimento associado às tolerâncias de execução. O valor recomendado é de 10 mm.

Em primeiro lugar deve-se quantificar o valor do recobrimento mínimo exigido por norma, mediante as prescrições definidas no artigo 4.4.1.2. Este valor é obtido pela seguinte expressão:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (6.2)$$

onde,

$c_{min,b}$ é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência

$c_{min,dur}$ é o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais

$\Delta c_{dur,\gamma}$ é a margem de segurança. O valor recomendado é de 0 mm.

$\Delta c_{dur,st}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável. O valor recomendado é de 0 mm.

$\Delta c_{dur,add}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional. O valor recomendado é de 0 mm.

O valor do recobrimento mínimo é dependente da definição da classe estrutural. Para o projeto em estudo, admitindo-se um tempo de vida útil de 100 anos, considerando a utilização de um cimento adequado e o facto de o elemento possuir uma geometria de laje, obtem-se a seguinte classe estrutural:

$$S4 + 2 (100 \text{ anos}) - 1 (\text{betão com controlo de qualidade}) - 1 (\text{elemento com geometria de laje}) = S4 \quad (6.3)$$

De acordo com os quadros 4.2 e 4.4 N do EC2, o recobrimento mínimo exigido segundo o ambiente de exposição para as armaduras passivas tem de ser igual a 35 mm. A partir da aplicação da expressão 6.1, é obtido um recobrimento nominal de 45 mm.

7

DIMENSIONAMENTO E ESTUDO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL

A realização do dimensionamento da armadura do monumento envolve, numa primeira fase o estudo de uma análise global da estrutura para o cálculo das forças internas. Durante o processo de cálculo de armadura são seguidos os procedimentos definidos no EC2.

Para o caso em estudo, é fundamental assinalar que a complexidade geométrica de que é dotado obriga a adotar simplificações estruturais durante o processo de dimensionamento da armadura. Uma vez que o monumento em estudo apresenta espessura variável ao longo do seu desenvolvimento e grandes dimensões, equiparáveis à de uma barragem, exige que seja realizado um dimensionamento focado apenas nas partes estruturais mais suscetíveis de desenvolver esforços de grande magnitude. Outro fator a considerar é a dificuldade de aplicação da armadura durante o processo construtivo, sendo, por isso, procurado ao longo deste capítulo adotar sempre uma armadura linear e com poucas variações de diâmetro.

Todo o processo de dimensionamento da armadura foi realizado de acordo com os pontos acima referidos. A obtenção dos esforços e tensões máximas é efetuada para a divisão do monumento em partes estruturais, apresentada nos capítulos anteriores, para as combinações do ELU.

7.1. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

As armaduras de tração para elementos sujeitos a tensões ortogonais no próprio plano são calculadas pelo método indicado no Anexo F do EC2. O dimensionamento de estruturas laminares de betão são adequadas a elemento de membrana ou elementos de parede, elementos de laje e elementos de casca (combinação de elementos de parede e elementos de laje). [20] O primeiro e o terceiro elemento mencionados são apropriados para o dimensionamento da armadura das paredes e do arco do monumento.

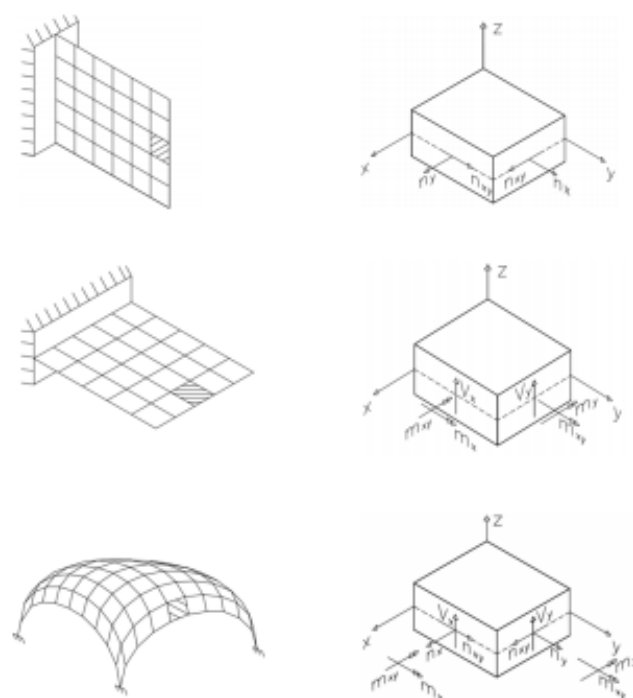


Fig. 49 - Estruturas laminares de betão. [20]

Conhecidos os esforços atuantes num dado ponto da estrutura, é possível dimensionar a armadura necessária para as duas direções de armação, a direção vertical (Fig. 51) e circunferencial (Fig. 52), e realizar as verificações de segurança do betão armado.

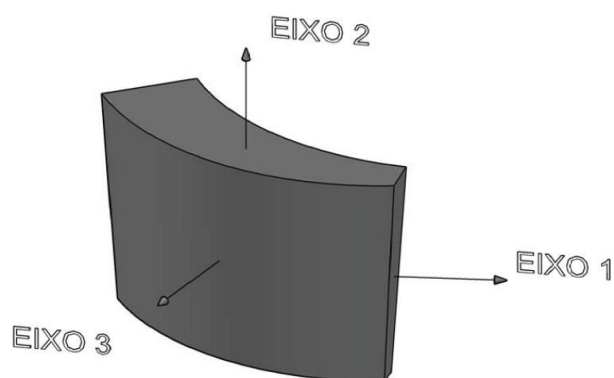


Fig. 50 – Elemento do tipo Shell – eixos locais

Armaduras Verticais

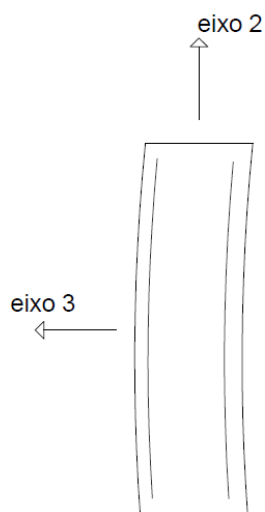


Fig. 51 - Representação da armadura vertical.

Armaduras Circunferenciais

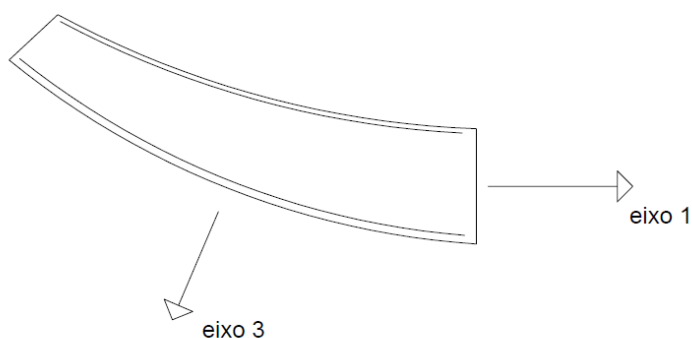


Fig. 52 - Representação da armadura circunferencial.

No cálculo das armaduras de tração nos elementos Shell sujeitos a tensões ortogonais no próprio plano, σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} , as tensões de compressão são consideradas positivas, com $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$. As direções das armaduras deverão coincidir com os eixos x e y. [19]

Nas zonas em que as tensões σ_{Edx} e σ_{Edy} são ambas tensões de compressão e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$ não são necessárias armaduras, no entanto, o valor máximo da tensão não deverá ser superior a f_{cd} . [19]

Para todas as outras zonas, isto é, nas zonas de tração, são necessárias armaduras. As quantidades ótimas de armaduras são determinadas por:

$$\text{Para } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (7.1)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (7.2)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (7.3)$$

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (7.4)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (7.5)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} * \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (7.6)$$

A tensão do betão não deverá em geral exceder o valor de 10,5 MPa à compressão de acordo com a expressão 7.7.

$$\sigma_{cd} \leq v \cdot f_{cd} \quad (7.7)$$

A área de armadura requerida por metro a aplicar é calculada com base no processo descrito anteriormente. Apresentam-se na tabela 22 os valores de armadura máximos obtidos consoante a divisão estrutural do monumento já realizada em capítulos anteriores. Os valores das tensões, as quais foram retiradas as áreas máximas de armadura, assim como as respetivas combinações do ELU podem ser observados no Anexo A8.

Tabela 22 - Área de armadura requerida em função da divisão estrutural.

	J0-J2	J2-J3	J3-J4	J4-J5	J5-J6
$A_{sx,sup}$ [cm ² /m]	28,66	32,16	141,97	56,89	66,30
$A_{sy,sup}$ [cm ² /m]	21,83	32,03	141,17	69,63	53,01
$A_{sx,inf}$ [cm ² /m]	24,99	26,05	64,31	95,95	61,95
$A_{sy,inf}$ [cm ² /m]	29,99	18,85	138,06	79,27	32,56

O EC2 estabelece algumas generalidades relativamente a elementos parede e elementos viga-parede, que necessitam de verificação.

7.1.1. ARMADURAS VERTICAIS E HORIZONTAIS DAS PAREDES

É definido na secção 9.6.2 os limites de área de armaduras verticais a impor a elementos de tipo parede. A área das armaduras verticais deve estar compreendida entre $A_{s,vmin}$ e $A_{s,vmax}$ e os valores são obtidos pelas seguintes expressões:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \times A_c \quad (7.8)$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 \times A_c \quad (7.9)$$

As armaduras horizontais devem ser dispostas paralelas aos paramentos da parede, em cada face, com uma secção não inferior a $A_{s,hmin}$. O valor de $A_{s,hmin}$ é indicado na secção 9.6.3 do EC2 e o valor recomendado é de 25% da armadura vertical ou 0,001 da área da secção, se este valor for maior. [19]

As áreas de armação mínimas e máximas são calculadas consoante estes pressupostos, para o elemento maciço e oco. Para as paredes da torre são calculadas duas armaduras mínimas, da cota 0 à 50 e da cota 50 à 100. Já no elemento maciço, escolheu-se a secção de maior espessura para troços de 10 em 10 metros.

Os valores de armaduras mínimas obtidos são discriminados por alturas nas seguintes tabelas.

Tabela 23 - Área mínima de armadura para o elemento oco.

Cota	Secção	$A_{sv,min}$	$A_{s,hmin}$
$0 \leq Z \leq 50$	0,83 x 1	13,3 cm ² /por face/m	8,3 cm ² /por face/m
$50 \leq Z \leq 100$	0,65 x 1	7,5 cm ² /por face/m	6,2 cm ² /por face/m

Tabela 24- Área mínima de armadura para o elemento maciço.

Cota	Secção	$A_{sv,min}$	$A_{s,hmin}$
$0 \leq Z \leq 10$	7,250 x 1	0,0145 m ² /m	0,00725 m ² /m
$10 \leq Z \leq 20$	6,250 x 1	0,0125 m ² /m	0,00625 m ² /m
$20 \leq Z \leq 30$	5,250 x 1	0,0105 m ² /m	0,00525 m ² /m
$30 \leq Z \leq 40$	4,340 x 1	0,0087 m ² /m	0,00434 m ² /m

7.1.2. ARMADURAS TRANSVERSAIS

Em qualquer zona de uma parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces seja superior a $0,02A_c$, deve-se dispor armaduras transversais, sob a forma de estribos. [19]

7.1.3. VIGAS-PAREDE

O comportamento estrutural do arco é equiparado ao elemento viga-parede. As vigas-parede devem dispor, junto de cada face, de uma armadura de rede ortogonal com um mínimo de $A_{s,dbmin}$. O valor recomendado é 0,1 % com o mínimo de 150 mm²/m em cada face e em cada direcção. [19]

7.1.4. DISPOSIÇÃO CONSTRUTIVA ADOTADA

A área de armação a dispor para as paredes da zona da torre vem imposta pelo valor de cálculo, na direção horizontal e vertical. Para a parte estrutural da parede de betão maciça, a armadura a dispor nas duas direções vem imposta pelos valores mínimos de cálculo exigidos para os elementos de tipo parede.

A armadura necessária no elemento do arco resulta dos valores exigidos de cálculo, efetuados para a área que condiciona o dimensionamento estrutural da armadura, isto é, a que está inserida entre a junta J3 e J4.

O diâmetro ideal a adotar em todo o monumento, de modo a garantir uma implantação de armadura linear em todo o seu desenvolvimento estrutural, é de 25 mm.

Concluído o processo de cálculo, é apresentado na tabela 25 e 26 um quadro resumo do número de varões requeridos para as paredes do monumento inseridas no elemento oco e no elemento maciço. O número de varões necessários para o elemento do arco é apresentado na tabela 27.

Tabela 25 – Número de varões requeridos no elemento oco.

A_{sh}	A_{sv}
6 Φ 25/por face/m	7 Φ 25/por face/m

Tabela 26 – Número de varões requeridos no elemento maciço.

A_{sh}	A_{sv}
18 Φ 25/por face/m	8 Φ 25/por face/m

Tabela 27- Número de varões requeridos no arco.

A_{sh}	A_{sv}
30 Φ 25/por face/m	30 Φ 25/por face/m

Os valores máximos de armação não constituem restrições à armadura final adotada.

A distância mínima livre, horizontal e vertical, entre varões adjacentes não deve ser inferior a 25 mm segundo o artigo 8.2 do EC2. Surge então a necessidade de se adotar mais que uma camada de armadura para a área do arco com a imposição desta distância nas duas direções de armação. Desta forma, a solução de armadura a adotar no elemento do arco corresponde a uma malha quadrada com duas camadas de varões de 25 mm de diâmetro, na direção horizontal e direção vertical, com um espaçamento de 35 mm. Na figura 53 pode-se observar um esquema representativo da armadura numa das faces.

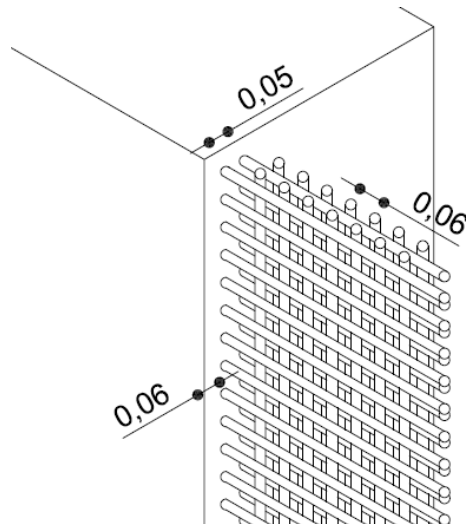


Fig. 53 - Esquema representativo da armadura numa das faces na zona do arco.

É definido pelo EC2 espaçamentos máximos de armadura para os elementos tipo de paredes e de vigas-paredes. A distância entre dois varões adjacentes não deve ser superior a 300mm, para as direções de amarração horizontal e vertical. [19] Confirma-se, assim, o cumprimento desta distância para todas as secções.

Para a fase final do dimensionamento, foram averiguadas as tensões de compressão do betão. Verificou-se o cumprimento da tensão limite do betão em todas as secções das paredes (maciça e oca) com exceção do arco, no qual ocorre o esmagamento do betão. A maior tensão de compressão registada para o betão ocorre para o ponto correspondente ao local onde foi instalado o extensómetro 29, no qual ocorre um esforço de compressão de 32,8 MPa, um valor muito superior ao limite.

A realização da análise comparativa entre as tensões retiradas pelos ensaios do modelo físico e do modelo de cálculo, permitiu concluir que os esforços de compressão obtidos a partir do segundo são mais gravosos.

A diferença menos gravosa verificada para o extensómetro 29 ocorre para o estudo da solicitação D da ação do vento, no qual se registou um valor 1,65 vezes superior, e a mais gravosa, para o estudo do peso próprio, com um valor 8,6 vezes superior. Considerando as relações entre estes valores, são estimadas as tensões do modelo físico no extensómetro em questão. A tensão de compressão do betão variaria entre os 19,9 MPa e os 4,3 MPa.

Dada a incerteza associada às tensões do betão do arco, é recomendado o estudo duma solução estrutural. Uma das possíveis soluções a adotar passa pelo estudo de uma ligação altamente reforçada, um perfil metálico embebido no betão que auxilia na redução de tensão de compressão a que a secção está sujeita. O uso desta solução em estruturas de grande vão e altura têm crescido devido a algumas características favoráveis, tais como a maior capacidade de deformação, grande rigidez e um comportamento dúctil bastante satisfatório. [21]

Outra solução viável envolve a utilização de um betão de resistência à compressão superior à do material empregado inicialmente ou, o aumento da espessura da parede.

7.2. ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

A verificação de segurança em relação aos Estados Limites de Utilização baseia-se no controlo da fendilhação e das deformações.

7.2.1. ARMADURA MÍNIMA CONTROLO DE FISSURAÇÃO

O EC2 estabelece uma quantidade mínima de armadura para a fendilhação do betão de:

$$A_{s,min} = \frac{K * K_c * f_{ct,eff} * A_{ct}}{f_{yk}} \quad (7.10)$$

O controlo da fendilhação é realizado para os nós onde os esforços são mais gravosos. Os pontos de esforços mais desfavoráveis, assim como as respetivas armaduras mínimas obtidas para controlo de fendilhação, são apresentados na tabela 28.

Tabela 28 – Armadura mínima para controlo de fissuração.

Nó	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Combinação
6268	26,03	ELU18
316	19,54	ELU16
5189	26,01	ELU17
6266	27,2	ELU17

A área de armadura calculada para o controlo da fendilhação do betão é inferior aos valores exigidos pelo cálculo e aos mínimos impostos. Verifica-se assim o estado limite de abertura de fendas sem cálculo direto.

7.2.2 CONTROLO DAS DEFORMAÇÕES

A verificação da deformação vertical do arco é importante para o caso de estudo uma vez que a sua deformação não deve ser prejudicial para o correto funcionamento ou aspeto estrutural do monumento. O seu funcionamento estrutural é equiparado ao de uma viga apoiada para controlo da deformação.

O EC2 considera satisfeita a verificação de segurança em relação aos ELS sempre que não forem excedidas deformações verticais de $L/250$, sendo L o vão do elemento considerado. A deformação deve ser inferior a $L/250$ para combinações quase-permanentes e inferior a $L/300$ para as combinações frequentes. O limite imposto para o segundo caso, tem como objetivo assegurar o correto funcionamento da estrutura. [19]

Para o arco em estudo, dado o vão de 90 metros, é imposto um limite máximo de deformação de 30 cm. A deformação máxima do arco relativamente às combinações do ELS é igual 50,5 mm, um valor 6 vezes inferior à deformação máxima permitida.

Para além do arco, são impostas limitações igualmente para as deformações da zona da torre. Em estruturas de alturas consideráveis, é de máxima importância garantir um mínimo de conforto aos visitantes que subam à torre, evitar danos nos elementos (estruturais e não estruturais) e nos sistemas

mecânicos. De acordo com as recomendações do “Committee on wind bracing of the American Society of Civil Engineers”, um edifício é dotado de um sistema de contraventamento adequado se satisfizer as seguintes condições:

$$v_{\text{máx}} \leq \frac{H}{500} \quad (7.11)$$

em que H é a altura total do edifício e $v_{\text{máx}}$ são os deslocamentos máximos do edifício para a direções x e y . [22]

O monumento não deverá apresentar deformações verticais superiores a 0,2 m em ambas as direções. Para o ensaio do LNEC foi registado um deslocamento máximo para a cota 100 da torre de 27,5 mm como resultado da ação direta do vento. O deslocamento máximo observado para o topo da torre com o modelo de cálculo é de 20,4 mm e surge como resultado da combinação rara 36. Em ambos os casos, o deslocamento do ponto máximo da torre ocorre com um valor 9 vezes inferior ao deslocamento máximo limite.

Conclui-se que o monumento respeita os valores de deformação vertical e horizontal relativamente aos estados limite de utilização, em ambos os modelos de estudo.

Foi também determinado o deslocamento horizontal máximo para a envolvente de todas as combinações, tendo-se obtido um deslocamento máximo na ordem dos 0,21 m para a ação sísmica, um valor que se aproxima do limiar estabelecido pelo EC.

7.3. FUNDAÇÕES

Pretende-se o dimensionamento de fundações capazes de suportar o peso próprio da estrutura e todas as cargas que nela atuam.

Uma escolha correta do tipo de fundação a adotar implica a realização de um reconhecimento geotécnico do solo sobre o qual se vai construir, propiciado por sondagens geotécnicas. Devido à falta de ensaios de prospeção para a zona de implantação, a caracterização do solo é feita a partir dos dados já recolhidos da flora do Promontório de Sagres.

O solo da ponta de Sagres é constituído por calcários compactos do Jurássico. No planalto de relevo pouco acentuado afloram os calcários carsificados formando um lápias, um rendilhado de covas e fendas preenchidas por argilas vermelhas resultantes da dissolução da rocha pela água. Os seus solos encontram-se já bastante misturados, ou até por vezes recobertos com areias de origem quaternária e são dotados de uma elevada salinidade. [23]

Os solos calcários são solos granulares caracterizados por grãos arredondados com um volume de vazios considerável. São solos dotados de uma resistência elevada, com valores do módulo de Young inseridos num intervalo entre os 20 e os 70 GPa. [24] O grande intervalo de valores atribuído ao módulo de Young das formações calcárias enfatiza a necessidade de se realizar estudos geotécnicos.

Os valores estimados para a resistência à compressão deste tipo de rochas podem variar entre os 40 MPa e 140 MPa. É atribuído o valor mais baixo do intervalo ao solo rochoso da Ponta de Sagres, uma vez que se desconhece as suas características. [25]

O processo de escolha da fundação a empregar neste monumento compreende duas fases.

Na primeira fase do processo de pré-dimensionamento, é avaliada a hipótese de se construir o monumento sobre uma sapata contínua e realiza-se o seu dimensionamento com base no critério de igual assentamento. Os resultados da análise permitem concluir que esta hipótese não é a mais adequada em projeto, uma vez que os assentamentos verificados para as sapatas eram de valores desprezáveis, para além de serem exigidas dimensões de sapata colossais.

Após a primeira fase de estudos, procede-se com a verificação da hipótese de se moldar as paredes do monumento na rocha com ancoragens. As características geológicas de rochedos calcários permitem concluir que esta é a escolha mais conveniente para a construção em questão.

Assim sendo, é calculada a altura mínima de parede que deve ser moldada no terreno para que seja garantida a estabilidade por rotação ou translação da parede. Em primeiro lugar, são recolhidos dados do modelo de cálculo, relativamente aos momentos mais gravosos em toda a base do monumento para as combinações do Estado Limite Último.

$$M_{Ed} = 35570,95 \text{ kN/m}$$

O passo seguinte envolve o cálculo da altura mínima que teria de ser moldada na rocha para resistir ao momento atuante. O processo é realizado a partir da equação de momentos (expressão 7.12) e da equação de tensões para o estado plano de tensões (expressão 7.13). Para a tensão de compressão admissível do solo, foi arbitrado um coeficiente de minoração de 1,5, uma vez que se realizou um processo de dimensionamento com um conhecimento limitado das características do solo.

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ \sigma &= \frac{P}{h \times 1,0} \end{aligned} \quad (7.12)$$

$$M_{Ed} = P \frac{h}{2} \quad (7.13)$$

Conclui-se de acordo com estas duas equações que a parede terá de ser moldada na rocha com uma profundidade mínima de 2 metros.

$$\begin{aligned} 35570,95 &= \left(\frac{40000}{1,5} \times h \times 1,0 \right) \times \frac{h}{2} \\ h &= 1,63 \text{ m} \\ h &\approx 2,0 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.14)$$

Verificam-se, todavia, reações de tração para uma grande extensão da base do monumento, como resultado da ação dinâmica do vento. As reações dos apoios do monumento mais desfavoráveis são obtidas do modelo de cálculo e os seus valores são apresentados na tabela 29, assim como a respetiva combinação. As duas primeiras reações ocorrem para os apoios do arco, enquanto a terceira reação ocorre na base da torre.

Tabela 29 -Reações mais desfavoráveis para os apoios do monumento.

V_{Ed} (kN)	Combinação
26711.78	ELU21
22353,03	ELU21
12453,88	ELU18

O equilíbrio estrutural do monumento deve ser assegurado pela instalação de ancoragens verticais ao nível da cota de implantação do monumento na rocha. A ancoragem é constituída por um ou mais elementos de aço, capaz de suportar esforços de tração e de transmiti-los ao solo através da interação com o bolbo, sendo este formado por injeção de calda de cimento sob pressão. [26]

A escolha mais adequada de ancoragens a colocar relativamente ao cenário geológico e geotécnico do local, assim como a mais vantajosa a nível económico, recairá sobre um conjunto de fatores como por exemplo, propriedades mecânicas do maciço, requisitos ambientais e disponibilidade de materiais em obra.

Considerando as características geológicas já conhecidas, a ancoragem a aplicar seria a de secção uniforme. Esta secção caracteriza-se pela colocação da ancoragem num furo cilíndrico, com secção uniforme e o seu uso é extremamente apropriado para maciços rochosos e solos argilosos de duros a muito duros, sendo o primeiro solo referido, o tipo de solo sobre o qual se vai construir. [26]

Para um trabalho de aplicação rigoroso de ancoragens requer-se uma equipa e técnicos de controlo especializados, uma vez que é um trabalho que exige muita atenção.

A solução final a adotar passa pela aplicação de duas ancoragens verticais na distância de 1 metro. Ilustra-se na figura 54, um esquema representativo da ancoragem.

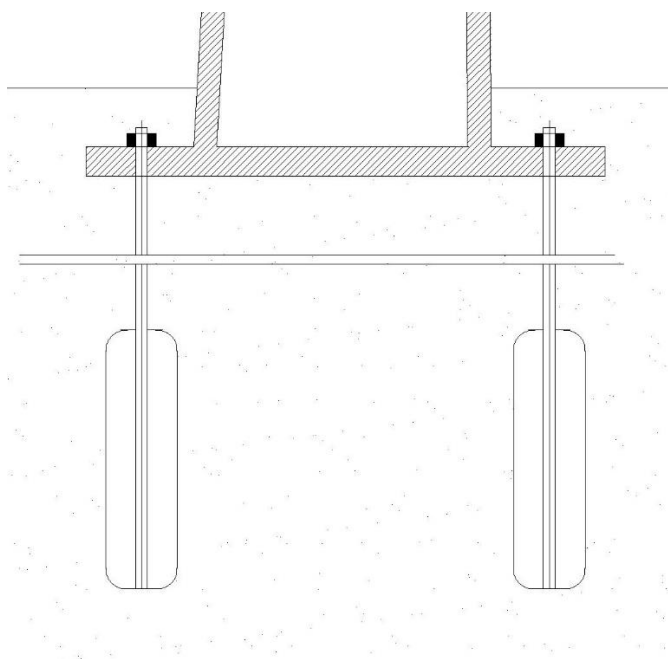


Fig. 54 - Esquema representativo da disposição das ancoragens.

As formações rochosas de calcário podem apresentar sérios problemas a nível de construção em engenharia civil. Cavidades e diaclases correm o risco de não ser identificadas durante a fase de investigação geotécnica, e a sua permanência poderá ser a causa do colapso súbito das construções. As diaclases são fraturas que dividem a rocha em blocos e em relação às quais não se produziu deslocamento. São mais propícias a desenvolver-se em rochas duras, como a formação calcária em questão. [27]

O trabalho desenvolvido neste capítulo representa meramente um estudo superficial do que seria um projeto de fundações num projeto de magnitude como o projeto “Mar Novo” devido à falta de dados geológicos mais detalhados sobre o solo no qual se vai contruir. É recomendada a realização de um estudo geológico e geotécnico detalhado sobre o solo no qual se vai construir.

7.4. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

É possível estimar o custo da construção da obra em estudo com base nos custos diretos relacionados com as quantidades de matérias requeridas. A tabela 30 faz uma discriminação dos custos referentes aos principais materiais a usar na obra.

Tabela 30 - Estimativa orçamental da obra.

Trabalho	Item	Quantidade	Unidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Superestrutura	Betão	16 000	m ³	250.00 €	4 000 000,00 €
	Aço	1 431 660	kg	1,2 €	1 717 992,00 €
Fundação	Betão	800	m ³	150.00 €	120 000 €
	Aço	344	kg	1,1 €	371,52 €
	Ancoragens	360		95 €	34 200,00 €
				Total	5 838 363,52 €
Infraestruturas elétricas e acabamentos gerais (20% do total)					1 167 672 ,70 €
				Total	7 006 036,00€

Conclui-se que a estimativa do custo da obra é de aproximadamente 7 000 000,00€, valor que será depois acrescido do IVA à taxa legal em vigor. O valor calculado é aceitável, quando se considera a magnitude da obra estudada.

O preço estimado é baixo para o que seria o custo desta construção, tendo em conta que foi realizado apenas com uma estimativa dos principais materiais. É possível ter uma ideia dum custo mais realista, realizando a comparação do caso de estudo com uma barragem em forma abóboda, ao qual estão associadas estimativas orçamentais que rondam os 80 milhões de euros.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após a finalização deste trabalho, é importante referir sucintamente, não só as limitações deste estudo, como também as possibilidades de desenvolvimentos futuros.

A presente dissertação desenvolve-se como um trabalho de investigação dos métodos aplicados nos anos 50 para estudo de estruturas invulgares, em comparação com os métodos atuais. A análise da estabilidade do monumento por si só conduziu a um processo de dimensionamento e de verificações de estabilidade estruturais.

O projeto da obra em causa foi desenvolvido nos anos 50 e exigiu a realização de um estudo especial levado a cabo pelo LNEC para verificações de segurança. O projeto infelizmente não passou adiante da fase de estudos. Este facto tem como consequência uma falta de informação mais detalhada sobre o projeto em questão em certos aspetos comuns, tais como a realização de prospeções geotécnicas.

O motivo anteriormente referido tem adicionalmente consequências na análise de tensões na estrutura para os dois métodos aqui analisados. A única planta das dimensões do monumento existente pertence ao LNEC e só existe em formato de papel, pelo que foi necessário realizar uma transcrição da mesma para formato digital, para posterior modelação. Apresentadas as condicionantes, é possível concluir que as tensões obtidas do modelo numérico são semelhantes para toda a estrutura, com exceção do elemento do arco, no qual se registaram valores distintos e conservativos. A obtenção de valores mais gravosos levou à realização de um dimensionamento estrutural que está pelo lado da segurança.

Na realidade, quando se está perante um projeto pouco comum como este é importante que o estudo do problema seja realizado tendo em conta diferentes perspetivas e possibilidades de solução, algo que requer tempo, condição limitada na realização deste trabalho.

Assim sendo, mesmo tendo em conta as limitações referidas, foi procurado desenvolver um estudo estrutural o mais completo possível. Conclui-se que o maior obstáculo para a realização do projeto é o estudo da influência da forma geométrica de que é revestida a estrutura. No entanto, como comprovado, o mesmo obstáculo pode ser ultrapassado com a realização de ensaios experimentais e de vários modelos de cálculo. Deve ser destacada a importância do estudo de modelos físicos em estruturas invulgares como esta.

Após a conclusão do estudo da estabilidade estrutural do monumento, pode-se afirmar que a sua construção seria exequível, uma vez que todos os esforços obtidos a partir das análises estáticas levadas a cabo cumprem os limites de resistência. Deve ser salientado que a obtenção de resultados satisfatórios pelos dois métodos, permite ter confiança redobrada na estabilidade do monumento.

O projeto desenvolvido em 1954 compreende uma fase superficial do que seria o projeto “Mar Novo”. A construção do monumento em questão seria um processo longo, com a duração de vários anos que, implicaria o envolvimento de uma grande equipa uma vez que, a transição do projeto de arquitetura, para o processo de construção é trabalhoso.

É ilustrado na figura 54, a diferença entre o projeto desenvolvido pelo arquiteto e o projeto desenvolvido pelo engenheiro civil.

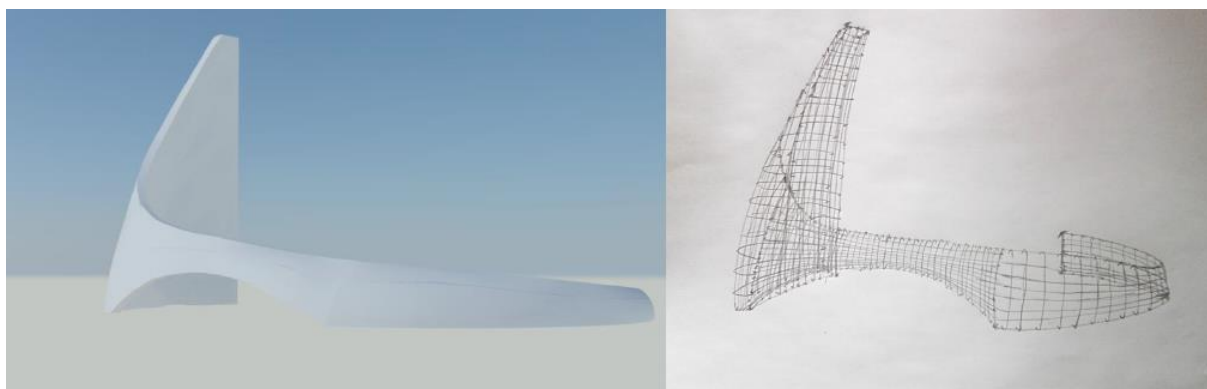


Fig. 55 – Do papel para a execução.

Relativamente aos materiais e técnicas escolhidas, propõem-se a realização de estudos para outras alternativas viáveis.

A construção de uma obra desta magnitude representaria um grande investimento por parte do Ministério de Obras Públicas, mas consideradas as vantagens que traria, seria justificável. O projeto “Mar Novo” seria uma construção única em Portugal que enalteceria a área de Engenharia Civil e Arquitetura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] <https://www.publico.pt/2017/12/02/culturaipilon/noticia/um-mar-novo-nunca-navegado-1794497>. Um “mar novo” nunca navegado, Maio de 2018
- [2] <https://www.pinterest.es/pin/425519864769509229/>. Philips Pavilion, Maio de 2018
- [3] <https://ottawacitizen.com/news/local-news/work-set-to-begin-at-last-on-new-national-holocaust-monument>. National Holocaust Monument, Maio 2018.
- [4] <http://algeria4tourism.blogspot.com/2015/01/maqam-echahid-algiers-or-martyrs.html>. Martyr’s Memorial, Maio 2108
- [5] <https://www.westwing.com.br/guiar/catedral-de-brasilia/>. Catedral da Brasília, Maio de 2018,
- [6] Senos, Maria Luisa, “*Sismicidade de Portugal Continental*”, 2003
- [7] http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/57_Portugal/572_SismicidPort.html, Maio de 2018
- [8] <https://es.weatherspark.com/y/32167/Clima-promedio-en-Sagres-Portugal-durante-todo-el-a%C3%B1o>. El clima promedio en Sagres, Maio de 2018.
- [9] Bruno Canuto de Souza Alves, “*Modelos reduzidos na Engenharia Civil: Projeto e otimização de forma*”, Dissertação de Doutoramento, UNINGRARIO, 2015
- [10] Borges, Júlio Ferry, “*Estudo sobre o modelo da estrutura do monumento ao Infante D. Henrique*”, Março de 1956
- [11] *Eurocódigo 1: Ações e estruturas – Parte 1-1: Ações gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. 2009-12-29
- [12] *Eurocódigo 1: Ações em Estruturas - Parte 1 – 4: Ações gerais: Ações do Vento*. 2010-03-19
- [13] Elshaer, Ahmed, “Wind load reductions due to building corner modifications”, 2014
- [14] William F. Baker “*Engineering the world’s tallest, Burj Dubai*”, 2008.
- [15] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas*. 2009-12-29
- [16] *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. 2010-03-19
- [17] *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas*. 2009-12-29
- [18] Nunes da Silva, Tomás Paes de Vasconcellos, *Análise técnico-económica de alguns tipos de reparação de estruturas de betão armado expostas a um ambiente marítimo.*, in Departamento de Engenharia Civil, Outubro 2007, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [19] *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010-02-11
- [20] Henriques, Abel. *Apontamentos de modelos de comportamento e de dimensionamento do betão estrutural da disciplina de Estruturas Pré-esforçadas*, FEUP, 2018.
- [21] Yang, Yong; Xue, Yicong. *Experimental study on flexural performance of partially precast steel reinforced concrete beams*. Journal of constructional steel research. 20/02/2017.
- [22] Freitas da Silva Oliveira, José Gonçalo; Oliveira Saleiro Ferreira, Maria Isabel. *Análise global de estruturas de edifícios*. Faculdade de engenharia da Universidade do Porto. Porto.

- [23] <http://promontoriodesagres.pt/sobre-o-promontorio/flora/>, Julho de 2018
- [24] <http://nptel.ac.in/courses/105106055/Mod2/Lecture4.pdf>, Julho de 2018
- [25] Amadei Bernard, *Strenght properties of rocks and rock masses*. Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado Boulder.
- [26] Ninhos Ribeiro, Liliana de Fátima *Ancoragens em estruturas portuárias. Análise de um caso de obra.*, in Departamento de Engenharia Civil, Setembro de 2012, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- [27] *Apontamento de descontinuidades da disciplina de Geologia de Engenharia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.*

ANEXOS

**A1. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA SOLICITAÇÃO A**

**A2. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA SOLICITAÇÃO B**

**A3. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA SOLICITAÇÃO C**

**A4. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA SOLICITAÇÃO D**

**A5. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA AÇÃO DA TEMPERATURA**

**A6. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA AÇÃO DO PESO PRÓPRIO**

**A7. RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO EXPERIMENTAL E NO
MODELO DE CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA**

**A8. TABELAS COM TODOS OS ESFORÇOS MÁXIMOS RETIRADOS NO
PROGRAMA DE CÁLCULO SAP2000**

A1. SOLICITAÇÃO A

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)				Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio	média	1º ensaio	2º ensaio
	1	2	3	$\frac{((2) + (3))}{2}$		
1	-156,91	166,71	156,91	166,71	-93,87	115,01
2	470,72	-460,91	-451,11	-460,91	468,23	-184,47
3	470,72	-470,72	-470,72	-470,72	662,80	-447,22
4	725,69	-735,50	-735,50	-735,50	1009,18	-738,34
5	745,31	-833,57	-843,37	-843,37	912,59	-956,41
6	1019,89	-1098,34	-1117,96	-1108,15	1061,27	-1114,47
7	-343,23	205,94	186,33	196,13	-103,07	191,80
8	970,86	-921,83	-931,63	-931,63	904,11	-804,74
9	-666,85	549,17	539,37	549,17	-399,58	427,94
10	392,27	-323,62	-333,43	-333,43	432,05	-335,26
11	-304,01	205,94	205,94	205,94	-253,85	239,90
12	264,78	-117,68	-117,68	-117,68	257,62	-253,14
13	156,91	-235,36	-245,17	-245,17	217,38	-191,46
14	382,46	-441,30	-441,30	-441,30	195,76	-489,60
15	274,59	-353,04	-362,85	-362,85	160,19	-174,84
16	558,98	-696,27	-715,89	-706,08	226,40	-244,01
17	225,55	-254,97	-264,78	-264,78	384,38	-402,95
18	117,68	-127,49	-127,49	-127,49	322,65	-345,20
19	431,49	-686,47	-725,69	-706,08	20,57	-24,78
20	343,23	-549,17	-558,98	-558,98	114,48	-128,10
21	-78,45	127,49	137,29	137,29	-98,91	106,98
22	-264,78	490,33	509,95	500,14	-132,22	151,68

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)				Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio	média	1º ensaio	2º ensaio
	1	2	3	$\frac{((2) + (3))}{2}$		
23	274,59	-421,69	-431,49	-431,49	24,20	-27,22
24	431,49	-745,31	-755,11	-755,11	24,78	-28,81
25	49,03	-58,84	-58,84	-58,84	39,92	-44,43
26	117,68	-225,55	-225,55	-225,55	35,15	-39,57
27	-166,71	294,20	304,01	304,01	-37,80	42,91
28	-235,36	333,43	343,23	343,23	-91,00	101,84
29	-88,26	176,52	196,13	186,33	-26,73	28,42
30	333,43	-539,37	-549,17	-549,17	17,34	-22,76
31	-117,68	176,52	176,52	176,52	43,78	-47,36
32	372,65	-666,85	-696,27	-686,47	134,33	-147,65
33	39,23	-39,23	-88,26	-68,65	-38,51	41,86
34	-215,75	411,88	421,69	421,69	-42,82	46,68
35	245,17	-480,53	-500,14	-490,33	236,54	-261,09
36	-235,36	441,30	451,11	451,11	-100,16	112,11
37	117,68	-254,97	-215,75	-235,36	-41,58	46,00
38	0,00	-19,61	-19,61	-19,61	-21,50	24,19
39	-19,61	29,42	29,42	29,42	-0,45	0,39
40	0,00	-9,81	-19,61	-19,61	-1,60	1,29
41	0,00	-9,81	-9,81	-9,81	-1,93	2,15
42	0,00	0,00	-9,81	-9,81	-4,04	4,41

A2. SOLICITAÇÃO B

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
			$\frac{((1) + (2))}{2}$	
1	0,00	0,00	0,00	-7,46
2	0,00	9,81	4,90	2,36
3	39,23	39,23	39,23	45,06
4	-9,81	-19,61	-14,71	-37,05
5	58,84	68,65	63,74	-54,10
6	29,42	19,61	24,52	55,31
7	29,42	9,81	19,61	-4,49
8	-78,45	-68,65	-73,55	-46,27
9	9,81	0,00	4,90	13,63
10	-19,61	-19,61	-19,61	63,10
11	78,45	49,03	63,74	10,27
12	-49,03	-49,03	-49,03	99,89
13	98,07	127,49	112,78	59,63
14	-166,71	-186,33	-176,52	-75,38
15	-19,61	-19,61	-19,61	-64,22
16	49,03	49,03	49,03	14,75
17	58,84	58,84	58,84	39,80
18	-68,65	-88,26	-78,45	-44,76
19	-186,33	-196,13	-191,23	-64,06
20	-88,26	-78,45	-83,36	-121,44
21	-39,23	-29,42	-34,32	30,63
22	166,71	156,91	161,81	214,01

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)			Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
			$\frac{((1) + (2))}{2}$	
23	-127,49	-88,26	-107,87	-36,84
24	-235,36	-225,55	-230,46	-57,37
25	0,00	0,00	0,00	-3,53
26	78,45	-88,26	-4,90	-12,71
27	29,42	88,26	58,84	57,19
28	19,61	19,61	19,61	92,02
29	19,61	9,81	14,71	5,17
30	-235,36	-215,75	-225,55	-90,02
31	78,45	78,45	78,45	-26,74
32	-176,52	-156,91	-166,71	-119,82
33	-68,65	-68,65	-68,65	21,94
34	78,45	58,84	68,65	30,21
35	-117,68	-107,87	-112,78	-236,77
36	137,29	127,49	132,39	146,70
37	-88,26	-78,45	-83,36	4,32
38	39,23	19,61	29,42	46,24
39	-9,81	-9,81	-9,81	-2,12
40	9,81	9,81	9,81	-10,05
41	0,00	0,00	0,00	2,41
42	0,00	0,00	0,00	2,69

A3. SOLICITAÇÃO C

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)				Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio	média	1º ensaio	2º ensaio
	1	2	3	$\frac{(2) + (3)}{2}$		
1	-19,61	9,81	0,00	4,90	-0,34	0,34
2	9,81	39,23	9,81	24,52	-0,55	0,55
3	-9,81	29,42	0,00	14,71	17,54	-17,54
4	-9,81	29,42	9,81	19,61	6,48	-4,32
5	0,00	19,61	-9,81	4,90	28,87	-16,07
6	-19,61	19,61	-9,81	4,90	97,85	-97,85
7	0,00	0,00	-9,81	-4,90	0,47	-0,47
8	29,42	-9,81	-9,81	-9,81	-2,73	2,73
9	-9,81	-9,81	-9,81	-9,81	-8,35	8,35
10	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,83	4,83
11	-29,42	-39,23	-29,42	-34,32	-30,38	30,38
12	0,00	9,81	0,00	4,90	-29,27	29,27
13	107,87	49,03	58,84	53,94	-93,34	93,34
14	-19,61	19,61	9,81	14,71	-2,13	2,13
15	58,84	49,03	29,42	39,23	127,10	-127,10
16	-98,07	-68,65	-68,65	-68,65	142,55	-142,55
17	58,84	-19,61	-9,81	-14,71	-187,29	187,29
18	-215,75	-107,87	-107,87	-107,87	354,50	-354,50
19	-	68,65	78,45	73,55	-23,95	23,95
20	147,10	68,65	58,84	63,74	67,27	-67,27
21	-196,13	-117,68	-127,49	-122,58	93,79	-93,79
22	-323,62	-392,27	-402,07	-397,17	713,20	-713,20

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)				Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio	média	1º ensaio	2º ensaio
	1	2	3	$\frac{(2) + (3)}{2}$		
23	-166,71	-137,29	-156,91	-147,10	366,04	-366,04
24	176,52	156,91	166,71	161,81	-272,81	272,81
25	-421,69	-382,46	-411,88	-397,17	627,28	-627,28
26	-186,33	-196,13	-166,71	-181,42	-12,92	12,92
27	-558,98	-519,75	-549,17	-534,46	677,77	-677,77
28	-451,11	-460,91	-451,11	-456,01	221,16	-221,16
29	-176,52	-186,33	-196,13	-191,23	232,67	-232,67
30	-294,20	-176,52	-166,71	-171,62	715,59	-715,59
31	-196,13	-245,17	-254,97	-250,07	85,64	-85,64
32	-353,04	-304,01	-313,81	-308,91	366,35	-366,35
33	-58,84	-29,42	-19,61	-24,52	164,43	-164,43
34	-441,30	-460,91	-470,72	-465,82	355,60	-355,60
35	137,29	127,49	127,49	127,49	-374,62	374,62
36	-235,36	-254,97	-264,78	-259,88	311,91	-311,91
37	-19,61	0,00	-9,81	-4,90	-165,62	165,62
38	137,29	98,07	107,87	102,97	-324,07	324,07
39	-88,26	-98,07	-88,26	-93,16	98,20	-98,20
40	78,45	68,65	68,65	68,65	162,86	-162,86
41	9,81	0,00	0,00	0,00	15,71	-15,71
42	9,81	9,81	9,81	9,81	41,62	-41,62

A4. SOLICITAÇÃO D

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
1	0,00	0,00	0,00	0,20
2	-9,81	9,81	0,00	-0,23
3	-9,81	9,81	0,00	-0,22
4	-19,61	9,81	-4,90	0,13
5	-9,81	9,81	0,00	-0,13
6	-9,81	9,81	0,00	1,17
7	9,81	0,00	4,90	-0,24
8	0,00	9,81	4,90	0,16
9	19,61	0,00	9,81	0,54
10	0,00	0,00	0,00	-0,52
11	-9,81	-9,81	-9,81	0,84
12	0,00	0,00	0,00	-0,83
13	0,00	-9,81	-4,90	3,38
14	9,81	9,81	9,81	1,86
15	-9,81	0,00	-4,90	-2,23
16	0,00	0,00	0,00	2,55
17	-9,81	-19,61	-14,71	-10,48
18	9,81	19,61	14,71	2,52
19	-9,81	-9,81	-9,81	-3,02
20	-19,61	-19,61	-19,61	4,84
21	0,00	0,00	0,00	-16,24
22	-9,81	0,00	-4,90	-6,21

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
23	9,81	9,81	9,81	14,64
24	-	-9,81	-9,81	-85,96
25	19,61	29,42	24,52	15,81
26	-39,23	-39,23	-39,23	-25,37
27	29,42	19,61	24,52	21,44
28	-39,23	-29,42	-34,32	-10,01
29	-39,23	-29,42	-34,32	-28,33
30	-9,81	-9,81	-9,81	-27,61
31	-9,81	-9,81	-9,81	21,67
32	19,61	29,42	24,52	44,57
33	-39,23	-39,23	-39,23	-25,77
34	39,23	39,23	39,23	-5,17
35	19,61	9,81	14,71	42,91
36	9,81	0,00	4,90	-3,35
37	88,26	88,26	88,26	-31,68
38	-107,87	-98,07	-102,97	-95,03
39	58,84	68,65	63,74	-1,64
40	-68,65	-68,65	-68,65	45,73
41	29,42	29,42	29,42	-22,34
42	-58,84	-49,03	-53,94	-5,96

A5. TEMPERATURA

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)	Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
		T=-15°C	Δapoio
1	-14,71	19,28	-32,60
2	-4,90	-27,13	33,29
3	24,52	60,03	-31,38
4	-24,52	-50,78	-5,68
5	-49,03	-152,39	263,37
6	-53,94	-121,42	1278,61
7	-4,90	-	-10,29
8	-73,55	-	-236,97
9	9,81	-	168,01
10	-14,71	-	218,65
11	191,23	-	231,80
12	-98,07	-	502,27
13	343,23	-	-
14	-715,89	-	-
15	210,84	-2455,61	285,36
16	73,55	-3212,41	628,35
17	456,01	-551,49	-
18	-735,50	-9655,17	-
19	843,37	1463,33	331,72
20	348,14	1188,60	-173,43
21	289,30	-303,74	1304,48
22	-647,24	-5283,01	-1031,97

Nº do extensómetro	Tensões do protótipo (kN.m ⁻²)	Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)	
		T=-15°C	Δapoio
23	-264,78	-574,72	-679,10
24	1544,55	4197,53	76,91
25	-661,95	-926,75	-277,66
26	1294,48	3254,29	842,39
27	-681,56	-1643,87	26,70
28	1309,19	2771,38	1897,88
29	-161,81	334,06	-592,70
30	907,12	1719,80	-400,48
31	68,65	2203,86	1418,41
32	965,96	2075,42	1444,88
33	632,53	-598,91	1160,41
34	-764,92	-2615,12	31,02
35	1034,60	7904,56	-
36	-1446,48	-12760,52	-
37	676,66	-	-
38	-264,78	-	-
39	73,55	-	-832,38
40	-93,16	-	-373,95
41	-53,94	-	667,28
42	-24,52	-	499,53

A6. PESO PRÓPRIO

Nº do extensómetro	Tensões no protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
1	39,23	68,65	53,94	113,13
2	-19,61	-68,65	-44,13	115,32
3	107,87	127,49	117,68	56,10
4	49,03	29,42	39,23	-352,27
5	225,55	323,62	274,59	-122,79
6	-9,81	-78,45	-44,13	-339,38
7	9,81	19,61	14,71	-1118,40
8	-58,84	-78,45	-68,65	-1312,34
9	-19,61	-9,81	-14,71	293,37
10	-19,61	-68,65	-58,84	406,86
11	19,61	107,87	78,45	-226,91
12	-127,49	-166,71	-166,71	-955,06
13	98,07	313,81	225,55	546,0
14	-980,67	- 1147,38	- 1176,80	-723,35
15	117,68	264,78	191,23	92,35
16	-9,81	-58,84	-34,32	87,72
17	39,23	225,55	132,39	-2020,53
18	-706,08	-853,18	-779,63	-995,12
19	-970,86	- 1029,70	-990,47	623,58
20	-264,78	-225,55	-245,17	-954,59
21	58,84	-88,26	-78,45	-3988,42
22	1078,73	1147,38	1113,05	-9788,97

Nº do extensómetro	Tensões no protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões Modelo SAP2000 (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
23	-686,47	-745,31	-715,89	-4693,02
24	-1186,60	-1098,34	-1142,47	-2912,93
25	-147,10	-156,91	-304,01	-4525,59
26	-284,39	-284,39	-284,39	-571,72
27	372,65	372,65	372,65	-2632,34
28	421,69	382,46	402,07	1302,31
29	343,23	274,59	304,01	-2321,30
30	-1068,92	-1323,90	-1196,41	-5606,60
31	392,27	460,91	426,59	-414,39
32	-1157,18	-1196,41	-1176,80	-2070,16
33	-186,33	-284,39	-235,36	524,69
34	-529,56	-451,11	-490,33	-128,85
35	-715,89	-725,69	-720,79	-6301,51
36	725,69	764,92	-745,31	-7258,53
37	-284,39	-333,43	-343,23	807,22
38	19,61	39,23	29,42	1152,38
39	39,23	19,61	29,42	-613,04
40	0,00	-9,81	-4,90	-332,32
41	39,23	58,84	49,03	-426,77
42	9,81	0,00	4,90	-347,98

A7. AÇÃO SÍSMICA

Nº do extensómetro	Tensões no protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões modelo de cálculo (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
1	0,00	0,00	0,00	14,99
2	-29,42	19,61	-4,90	24,95
3	-29,42	0,00	-14,71	6,68
4	-19,61	9,81	-4,90	11,82
5	-19,61	9,81	-4,90	298,64
6	-19,61	0,00	-9,81	569,76
7	0,00	0,00	0,00	633,54
8	0,00	9,81	4,90	1051,54
9	-9,81	-9,81	-9,81	10,47
10	-9,81	0,00	-4,90	-449,79
11	-29,42	-29,42	-29,42	-284,99
12	19,61	19,61	19,61	-325,24
13	78,45	78,45	78,45	-158,73
14	9,81	19,61	14,71	-43,74
15	49,03	49,03	49,03	6,35
16	-78,45	-78,45	-78,45	147,66
17	186,33	176,52	181,42	-138,09
18	-176,52	-166,71	-171,62	112,01
19	-78,45	-68,65	-73,55	132,65
20	215,75	215,75	215,75	183,25
21	-205,94	-205,94	-205,94	287,33
22	9,81	0,00	4,90	134,28

Nº do extensómetro	Tensões o protótipo (kN.m ⁻²)			Tensões modelo de cálculo (kN.m ⁻²)
	1º ensaio	2º ensaio	média	
23	29,42	29,42	29,42	18,25
24	127,49	127,49	127,49	-0,84
25	-127,49	-137,29	-132,39	413,52
26	-117,68	-117,68	-117,68	25,14
27	-274,59	-274,59	-274,59	386,28
28	-362,85	-362,85	-362,85	202,54
29	-58,84	-68,65	-63,74	109,09
30	-88,26	-88,26	-88,26	550,73
31	-107,87	-117,68	-112,78	140,17
32	-127,49	-137,29	-132,39	327,69
33	-98,07	-98,07	-98,07	179,10
34	-304,01	-304,01	-304,01	249,26
35	137,29	137,29	137,29	-168,31
36	-88,26	-88,26	-88,26	-11,63
37	-9,81	-9,81	-9,81	29,805
38	107,87	117,68	112,78	-79,27
39	-78,45	-68,65	-73,55	29,01
40	49,03	49,03	49,03	127,02
41	0,00	0,00	0,00	6,38
42	0,00	0,00	0,00	14

**A8. TABELAS COM TODOS OS ESFORÇOS MÁXIMOS
RETIRADOS NO PROGRAMA DE CÁLCULO SAP2000.**

Nó	S ₁₁ top	S ₂₂ top	S ₁₂ top	S ₁₁ bot	S ₂₂ bot	S ₁₂ bot	Comb.
5106	-4861,81	-3829,63	-607,13	3887,56	-2961,71	1542,76	ELU18
4825	-4411,57	-4388,47	-1182,04	3855,41	-2757,81	577,46	ELU20
5030	-1668,99	747,10	-2122,05	1142,02	426,65	698,40	ELU20
4823	-4528,85	-3989,24	-697,70	3500,24	-3377,96	1083,17	ELU20
5219	2581,42	-522,61	-673,81	-2418,59	978,66	247,98	ELU18
4848	5311,77	4086,50	695,41	2461,06	-256,27	-2502,46	ELU19
4846	4384,51	2915,01	471,79	2160,76	-752,92	-1490,36	ELU17
4849	4957,52	4157,92	937,78	2104,99	361,28	-2364,69	ELU19
4958	2628,56	662,48	1609,39	657,67	1763,66	-640,64	ELU19
4822	4085,97	3369,48	-587,35	4398,21	137,54	-677,90	ELU17
4846	-4847,72	-3379,77	-462,69	-2349,05	4886,93	2180,83	ELU20
4848	4211,59	-3773,75	-358,95	-1430,98	4565,94	2806,91	ELU18
401	-2377,38	-88,88	15,05	-3546,15	-1026,17	391,36	ELU18
53	-2392,75	-2310,18	-1404,60	-1873,95	-1832,39	-1216,54	ELU20
1920	-854,12	-693,06	-2668,68	1658,49	1031,78	-2637,23	ELU17
318	-4907,48	572,98	76,26	-3312,87	-154,23	1033,62	ELU20
2536	1065,26	-92,65	-318,67	-5196,68	-156,70	-18,40	ELU20
1920	-854,12	-693,06	-2668,68	1658,49	1031,78	-2637,23	ELU19
125	8075,99	4451,27	50,97	6011,22	2775,80	-43,17	ELU19
2232	1690,01	8496,51	15,84	-493,85	-132,26	-1212,44	ELU20
1904	-1491,29	498,64	1435,79	1635,72	1633,34	1211,05	ELU19
175	6023,43	3726,34	-890,06	5780,74	2785,96	-1026,15	ELU17
306	-2532,29	-155,71	83,11	2665,96	6304,43	341,33	ELU20
1919	-1089,93	3127,39	1463,22	-1065,37	2342,95	1914,53	ELU20

668	-8755,05	2273,03	-48,68	16102,94	1890,48	1877,19	ELU19
6192	-20505,37	-1749,87	-4185,88	-19114,36	-5979,93	-4895,34	ELU24
6179	-3038,82	-1851,95	-2200,65	-4027,91	417,09	-1076,34	ELU20
5729	6238,59	105,43	1097,08	-7839,49	-207,06	-963,62	ELU20
6200	-19925,56	-719,01	-4625,89	-18352,50	-6001,29	-5183,54	ELU19
5664,00	6844,09	-1288,89	-292,61	7527,96	-183,66	205,94	ELU21
6192,00	1176,66	20543,54	3823,56	5429,63	18218,06	5667,98	ELU20
6189,00	2766,35	2628,23	1564,24	-197,93	3436,91	1668,32	ELU22
668,00	-8629,14	2355,30	-78,94	16529,17	2030,76	1925,03	ELU23
5664,00	6844,09	-1288,89	-292,61	7527,96	-183,66	205,94	ELU24
5988	-7078,35	-2795,99	2816,12	4268,06	3342,51	-3712,56	ELU19
6106	1459,82	-10413,40	1042,00	-1719,29	-9967,41	3819,19	ELU21
266	11545,63	-1911,49	-3976,86	30836,08	-1272,70	-7685,56	ELU21
5625	-36,85	-443,12	776,27	-13816,77	-46,72	2870,58	ELU20
6106	1459,82	-10413,40	1042,00	-1719,29	-9967,41	3819,19	ELU22
6105	16706,70	3599,03	-1608,99	20584,84	4500,65	-3448,49	ELU24
265	7853,30	3790,97	-992,34	26237,58	2359,38	-4985,99	ELU19
656	-513,22	-7608,38	4502,02	15185,81	-4849,89	444,20	ELU21
266	11545,63	-1911,49	-3976,86	30836,08	-1272,70	-7685,56	ELU22
253	1546,36	4801,77	2259,16	6165,79	19357,97	-6341,55	ELU22
6106	1459,82	-10413,40	1042,00	-1719,29	-9967,41	3819,19	ELU24
6705	-11174,95	-5586,21	356,21	-7200,40	6167,61	505,83	ELU20
6499	-5627,27	-9077,71	-141,10	1265,34	6530,00	-4655,29	ELU19
6489	7302,43	5881,44	-2789,81	4480,32	2642,81	2704,03	ELU19
6257	-7551,12	-3745,84	-441,54	-9864,49	4095,74	909,60	ELU20

6709	11121,90	5401,56	-401,05	8171,63	-5002,78	-818,14	ELU19
6500	-5552,88	-6727,16	-91,58	-373,74	5912,16	-4249,47	ELU19
6705	11373,88	5454,44	-395,73	7742,26	-4873,36	-815,49	ELU19
6500	7336,95	6911,70	-851,11	4450,94	-1247,70	3232,67	ELU19
6485	-5024,76	-5302,93	2995,63	1479,94	4445,22	-3827,79	ELU18
6257	7499,12	2622,91	614,83	10685,99	-2186,12	-1390,38	ELU17
6500	-5865,66	-7851,65	-950,64	-1276,67	6822,09	-4552,85	ELU18